

ARMIERTER BETON.

1915. SEPTEMBER.

INHALT

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. (Fortsetzung von S. 180.) S. 197.
Neuere Ausführungsformen und neue Anwendungsgebiete von Schleuderröhren. Von Geheimrat Professor M. Foerster (Dresden). S. 211.
Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger. Von Dr.-Ing. H. Marcus (Breslau). (Fortsetzung von S. 191.) S. 218.

Die neuesten Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 221.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober (Dresden). S. 225.

Bücherbesprechungen. S. 227.

Verschiedene Mitteilungen. S. 228.

DER BAU DES TALÜBERGANGES BEI LANGWIES AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA.

Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie.

(Forts. von S. 180).

Die Art der Anordnung der Eiseneinlagen im Bauwerk, wie sie aus den Fig. 17, 18 und 19 hervorgeht, bietet im allgemeinen nichts Besonderes, da sie den statischen Anforderungen und den heute geltenden Grundsätzen entspricht. Immerhin verdient hervorgehoben zu werden, daß die Unmöglichkeit, auf dem schwierigen Anfuhrweg längere Eisen, als solche von 12 m Länge herbeizuschaffen, bei den vorhandenen langen Traggliedern viele Stöße der Eiseneinlagen notwendig machte. (Anfänglich hatte die größtmögliche Eisenlänge sogar nur 8 m betragen, und erst durch besondere Maßnahmen — Aufbau eines Gestelles auf die Wagen, so daß die Eisen über die Zugpferde vorragten — war auch die Anfuhr bis 12 m langer Eisen ermöglicht.) Alle diese Stöße wurden durch Übergreifenlassen der Eisen um Haftlänge (mindestens etwa 40-facher Durchmesser) und Hackenenden gebildet. Der Größe der Tragglieder entsprechend kommen hauptsächlich stärkere Eisendurchmesser vor, wobei jedoch die vorteilhafte Wirkung einer möglichst weitgehenden Aufteilung des Eisenquerschnitts nicht außer acht gelassen wurde: so weisen die Bogenrippen und Fahrbahnlängsträger namentlich Einlagen von 30 mm \varnothing , die Querträger, die Pfeiler und Riegel der Nebenöffnungen und die Bogenriegel solche von 24 mm \varnothing , die Stützen und Pfeilerriegel über dem Bogen solche von 18 mm \varnothing , die Fahrbahnplatte, die Widerlager und Pfeilerwände hauptsächlich solche von 14 mm \varnothing auf. Erwähnt mag noch werden, daß nicht nur an den Stellen, wo sie sich aus der statischen Berechnung als notwendig ergaben, Eisen eingelegt wurden, sondern auch überall dort, wo solche zum Kantenschutz und zur Aufnahme von unbestimmbaren Längsspannungen (herrührend von Wärmewirkungen, ungleichmäßiger Durchwärmung, Windkräften, kleinen Verschiebungen, Verdrehungen oder Sen-

kungen) usw. angezeigt erschienen. So haben beispielsweise die sämtlichen Träger und Platten auch durchgehende obere Eisen, sog. „Kontraktions-Eisen“, die Bogenrippen, wegen ihrer großen Höhe, außer der oberen und unteren statischen Bewehrung von je 10 \varnothing 30 mm, auch an den Seitenflächen Einlagen von je 3—4 Eisen \varnothing 24 mm und die Pfeiler ebenfalls, außer der üblichen Eckbewehrung, schwächere Zwischeneinlagen an den Seitenflächen erhalten. Alle diese statisch nicht unmittelbar erforderlichen Eisen dienen aber auch zur Verankerung der Bügel und Querverschnürungen, die gemäß den Fig. 20, 21, 22 und 23 sehr reichlich angeordnet und sorgfältig befestigt wurden, so daß überall die Eiseneinlagen vor dem Betonieren ein starres, unverschiebbares Gerippe eine Art Fachwerk, bildeten, bei dem jeder Stab in seiner Lage festgehalten war und auch durch das Stampfen des Betons niemals verrückt werden konnte. Die Bügel kamen als Umfangs-, Quer- und Diagonalbügel zur Verwendung; dabei wurden alle Längen bis 1,00 m in Form von zug- und druckfesten sog. „Sperrbügeln“ (Patent der Fa. Ed. Züblin & Cie.), welche aus zwei zusammengedrehten Drähten von 4—6 mm \varnothing bestehen, ausgeführt, alle größeren Längen als gewöhnliche Schleifenbügel aus Rundeseisen von 8 bzw. 10 mm \varnothing . Alle Platten und Wände erhielten Sperrbügel aus 2 Drähten von 4 mm \varnothing , die Querträger solche von 5 mm \varnothing , die Stützen über dem Bogen und deren Riegel Sperrbügel von 5 mm \varnothing und Rundeseisenbügel von 8 mm \varnothing , die Pfeiler der Nebenöffnungen und deren Riegel, sowie die Bogenrippen und deren Riegel, Sperrbügel von 6 mm \varnothing und Schleifenbügel von 8 mm \varnothing und endlich die Fahrbahnlängsträger Schleifenbügel von 10 mm \varnothing , die in der Mitte lotrecht und gegen die Auflager hin allmählich geneigt angeordnet sind. In den Druckgliedern wechseln Lagen von Umfangs- und

Diagonalbügel, wobei die letzteren weniger Druck-, als vielmehr Verdrehungsbeanspruchungen entgegenwirken und namentlich die Unverschieblichkeit des Eisenfachwerks vor und während des Stampfens sicherstellen sollen.

Die Schubbewehrung der Balken besteht, neben den zahlreichen Bügel, aus abgebogenen Eisen, die, in der heute offiziell anerkannten Art, unter etwa 45° geneigt sind, obwohl wir der Meinung sind, daß für die Schubfestigkeit eines bewehrten Balkens weniger der Grad der Neigung der abgebogenen Eisen, als vielmehr die gute und sichere Verbindung von Zuggurt und Druckgurt in Frage komme¹⁶⁾. Die größte in den Bogenrippen, und zwar im Schnitt 6 auftretende Betonzugspannung ist gering und beträgt bei Summierung aller Einflüsse, einschl. Temperatur und Schwinden, nur $-8,2 \text{ kg/cm}^2$ und die entsprechende größte Zugspannung in der reichlichen Eisenbewehrung nur 154 kg/cm^2 .

Zum Schluß dieses Abschnittes sei noch die Architektur der Brücke mit einigen Worten erwähnt. Das Aussehen des ganzen Baues ist ein fast ungewohnt leichtes, trotz des massiven Charakters des Werkes; dies ist zurückzuführen vor allem auf die außerordentlich große Höhe des Bogens und der Pfeiler, dann aber auch auf die verhältnismäßig leichte Fahrbahnkonstruktion. Die architektonische Behandlung ist so einfach als nur möglich gehalten und besteht eigentlich nur aus den kleinen Vorsprüngen an den Pfeilerköpfen. Die Sichtflächen wurden gelassen, wie sie aus der allerdings genau und sauber hergestellten Schalung kamen. Das Geländer ist einfachster Art und besteht aus Winkeleisenständern in etwa $2\frac{1}{2} \text{ m}$ Abstand mit wagerechten Verbindungen aus Gasröhren; nur über den Doppelpfeilern und über den Pfeilern der Nebenöffnungen wird das leichte eiserne Geländer durch kurze Stücke massiver Brüstung unterbrochen. Einfache Fahrradträger, zwischen denen der Leitungsdraht in großen Spannungen sich frei spannt stehen an den Brückenenden, auf dem Gruppenpfeiler und den Doppelpfeilern.

¹⁶⁾ Diese Verbindung kann hergestellt sein durch eine genügende Anzahl an die Längseisen fest und unverschieblich angeschlossener, am Druckgurt zugfest verankerter Bügel oder durch abgebogene Eisen oder durch beide Maßnahmen, wobei in letzterem Falle der Grad der Neigung der Eisen ziemlich bedeutungslos ist. Das abgebogene Eisen aber wird man namentlich an durchlaufenden Gliedern niemals missen wollen, schon allein wegen der dadurch ermöglichten bequemen Deckung des Eisenbedarfes für die Stützenmomente und wegen der gewünschten Stetigkeit der Eisenbewehrung. Die mit flacherer Abbiegung als unter 45° angeordneten Eisen haben aber den Vorteil, daß sie sich in eingespannten und kontinuierlichen Konstruktionen ebenfalls an der Aufnahme von Kontraktionswirkungen (Temperaturabnahme, Schwinden) beteiligen und die daherige Rißbildung vermindern, was steilere Abbildungen weniger vermögen.

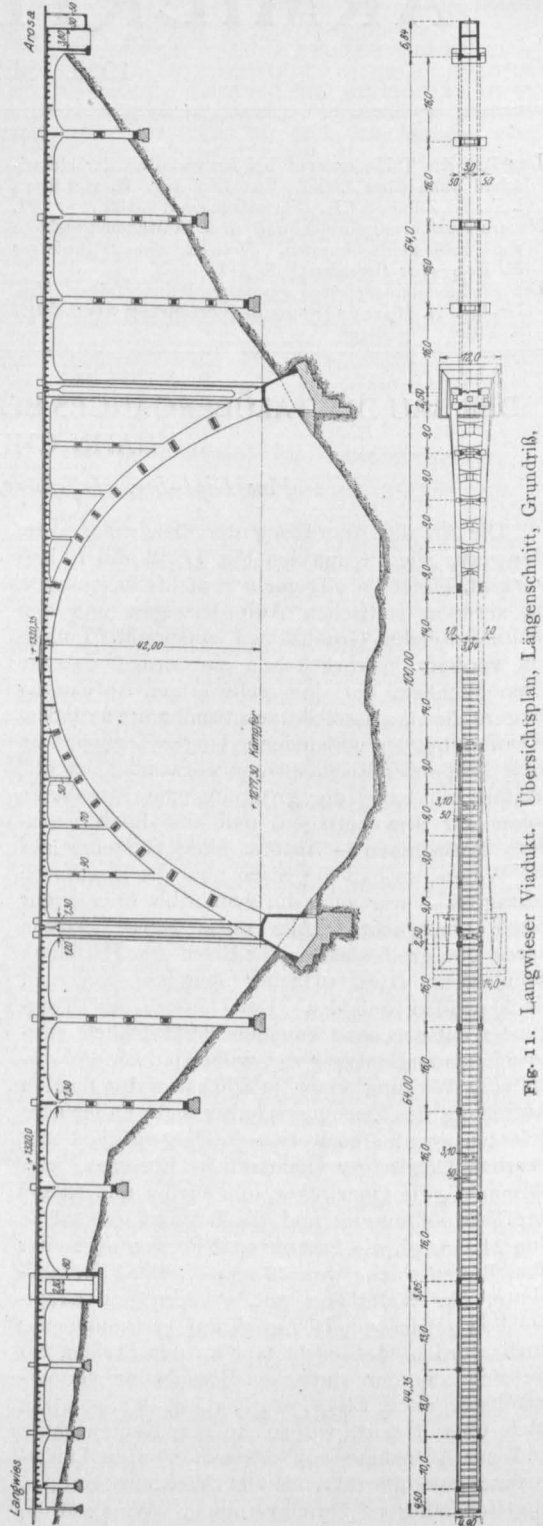


Fig. 11. Langwieser Viadukt. Übersichtsplan, Längenschnitt, Grundriß.

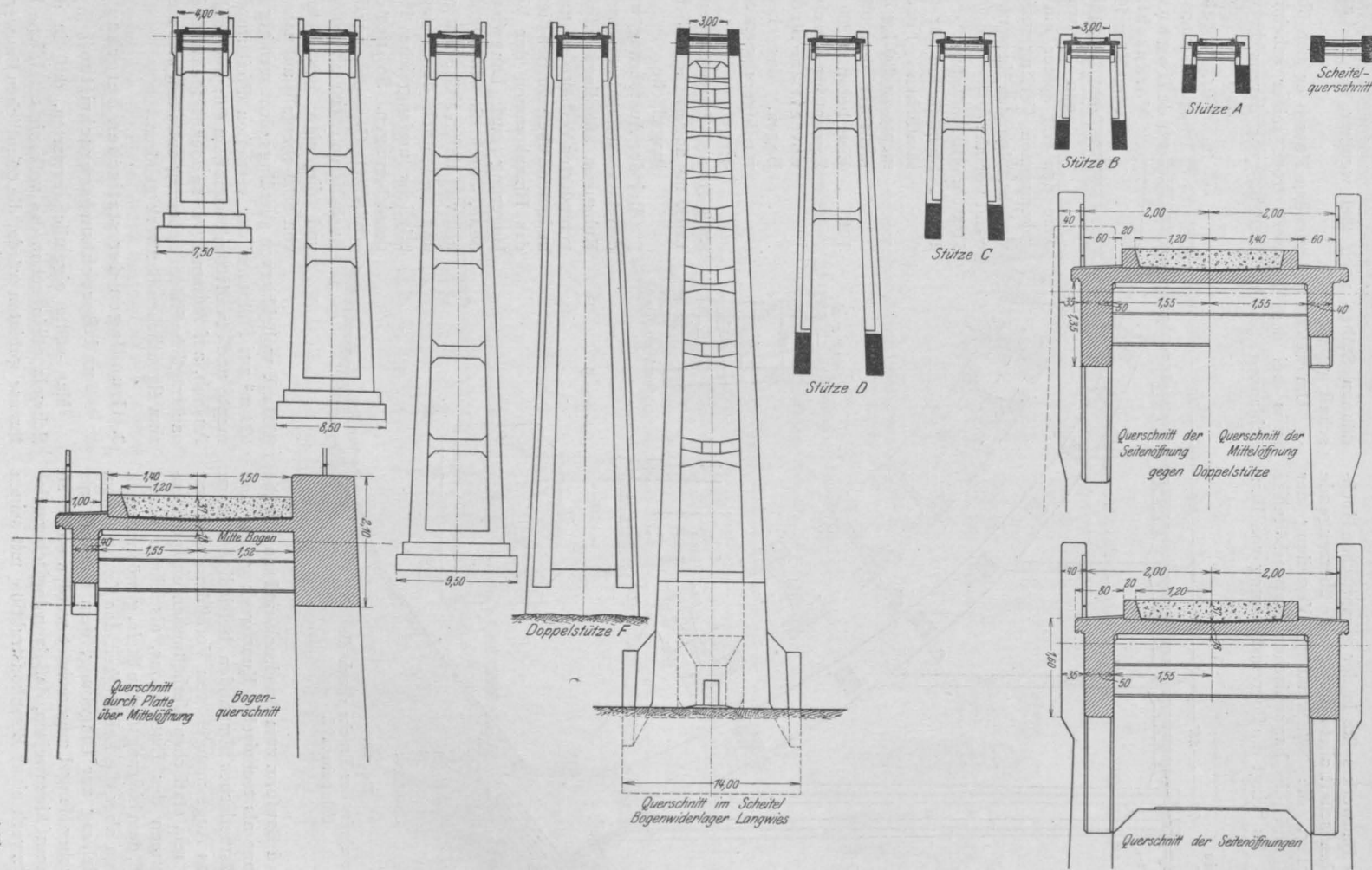


Fig. 12. Langwieser Viadukt. Querschnitte der Brücke.

wenn die Ausführung in Stein untunlich ist, möglichst in Eisenbeton, und nicht in Eisen, zu er-

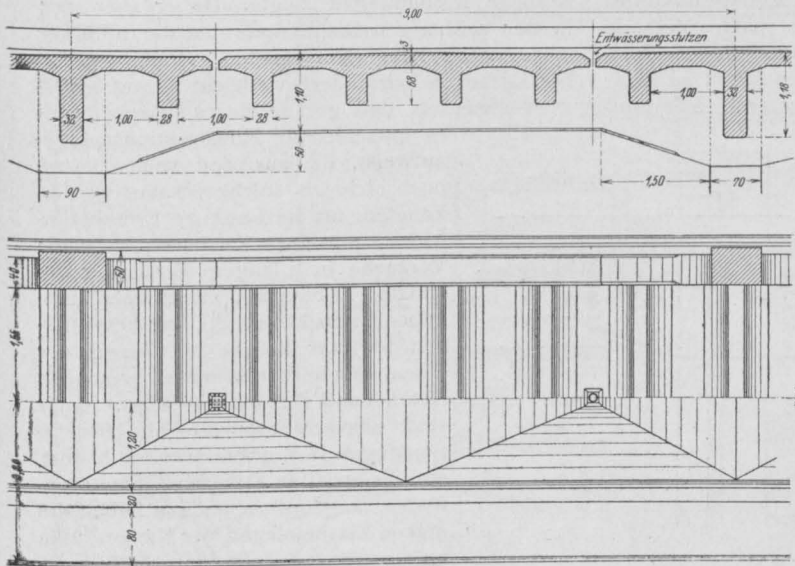


Fig. 14. Fahrbahn über der Mittelöffnung.

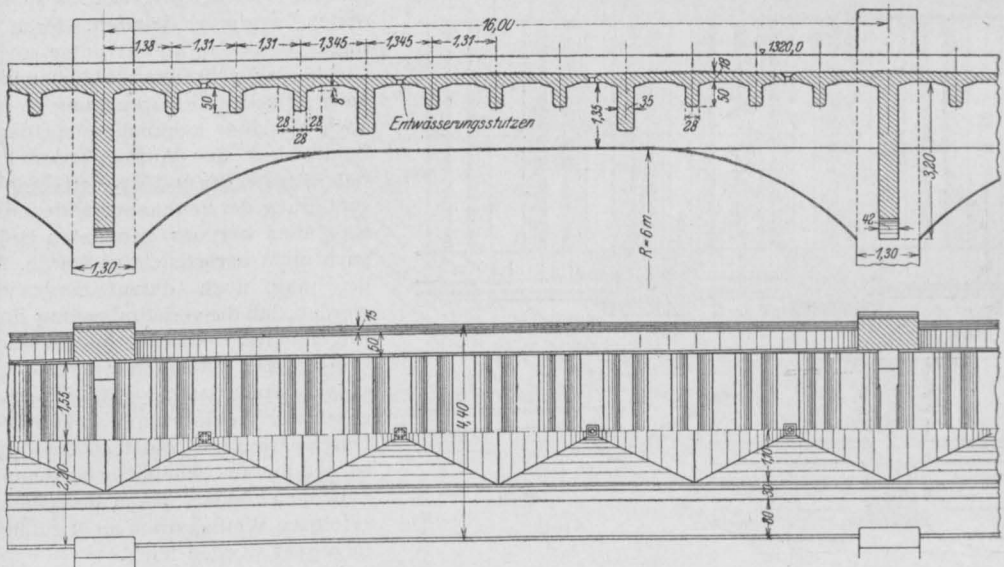
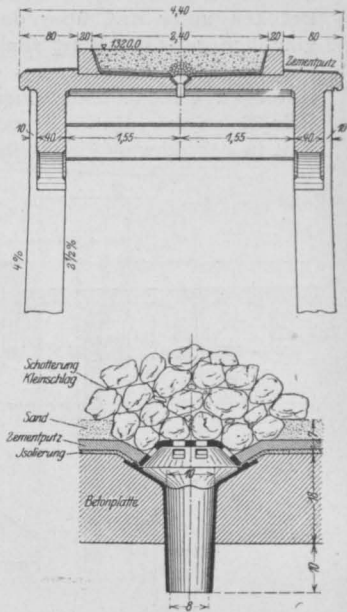


Fig. 15. Fahrbahn über der Seitenöffnung.

stellen, weil im Lande selbst gute Zuschlagstoffe reichlich vorhanden sind und auch sehr gute Zemente geliefert werden, wogegen eine eigene Eisenerzeugung fast vollständig fehlt. Diese Bevorzugung des Eisenbetons bestand aber bis jetzt durchaus nicht, und namentlich war diesem hier, wie auch zum Teil anderwärts¹⁷⁾, das Gebiet des

Brückenbaues für Eisenbahnen bis vor kurzem fast vollständig verschlossen, weil die im Jahre 1906 erlassenen strengen Vorschriften der technischen Aufsichtsbehörde, des schweiz. Eisenbahndepartements, den wirtschaftlichen Wettbewerb des Eisenbetons mit Eisen, wenigstens für größere Spannweiten, vollständig unmöglich machten.

Diese formell noch heute zu Recht bestehenden Vorschriften setzten bekanntlich die zulässige

¹⁷⁾ S. hierüber u. a.: Dr. E. Probst „Arm. Beton“ 1909, S. 46 u. Handb. d. Eisenbetons, 1. Aufl. III. Bd. 3. Teil, S. 526.

Betondruckspannung bei Eisenbetonbauten für Brücken unter und über der Bahn mit dem unglaublich geringen Wert von 20 kg/cm^2 an, unter gleichzeitiger Begrenzung der nach Methode Ritter zu errechnenden Zugspannung auf ebenfalls 20 kg/cm^2 . Dabei bestanden schon zu jener Zeit in der Schweiz eine Reihe von reinen Stampf-

denken, auch heute noch, wenn er auch schon sehr bald nach der Inbetriebnahme ziemlich erhebliche Rißbildungen zeigte. Da er aber auch in der seitherigen Diskussion über die allfällige Abänderung der Vorschriften immer wieder herangezogen wird, darf vielleicht darauf hingewiesen werden, daß gerade dieses Beispiel, weil

es verschiedene Konstruktionsmängel aufweist, die zur Zeit seines Baues noch nicht als solche erkannt werden konnten, für die heutige Eisenbetontechnik mit ihrer reicheren, auf viele Versuche und längere Erfahrung gestützten Erkenntnis, nicht mehr maßgebend sein kann. So war ursprünglich bei der Brücke in Chippis der Eisenbahnoberbau unmittelbar an den Beton der Fahrbahn befestigt, ferner sind ungeschickterweise die Dilationsfugen in Brückenmitte, d. h. dort, wo die größten Deformationen stattfinden, angeordnet, sodann haben die dicken Eiseneinlagen der Hängesäulen eine ungenügende Betonumhüllung erhalten und sind auch zu stark beansprucht (1000 kg/cm^2), weil es sich um reine Zugglieder handelt, deren geringer Betonquerschnitt unter solchen Umständen nicht rissfrei bleiben kann; diese starke Beanspruchung¹⁸⁾ führt auch zu einer merklichen elastischen Senkbarkeit der Auflager der Fahrbahnlangsträger und damit zu einer Vergrößerung der Feldmomente derselben, was aber bei der genannten Brücke auch nicht berücksichtigt wurde. Endlich mag noch darauf hingewiesen werden, daß die verhältnismäßig dünne Bogenplatte, welche die beiden starken Bogenrippen miteinander verbindet, gerade in jenem starker Bestrahlung ausgesetzten Gebiet eine viel stärkere Durchwärmung erleidet, als die Rippen, so daß hieraus erhebliche Spannungen entstehen können, denen allein mit dem erfolgten Weißanstrich nicht genügend begegnet werden kann.

Wenn auch zugegeben werden muß, daß gerade bei Bauten für die Eisenbahnen eine gewisse Zurückhaltung bei

Festsetzung der zulässigen Betonspannungen an-

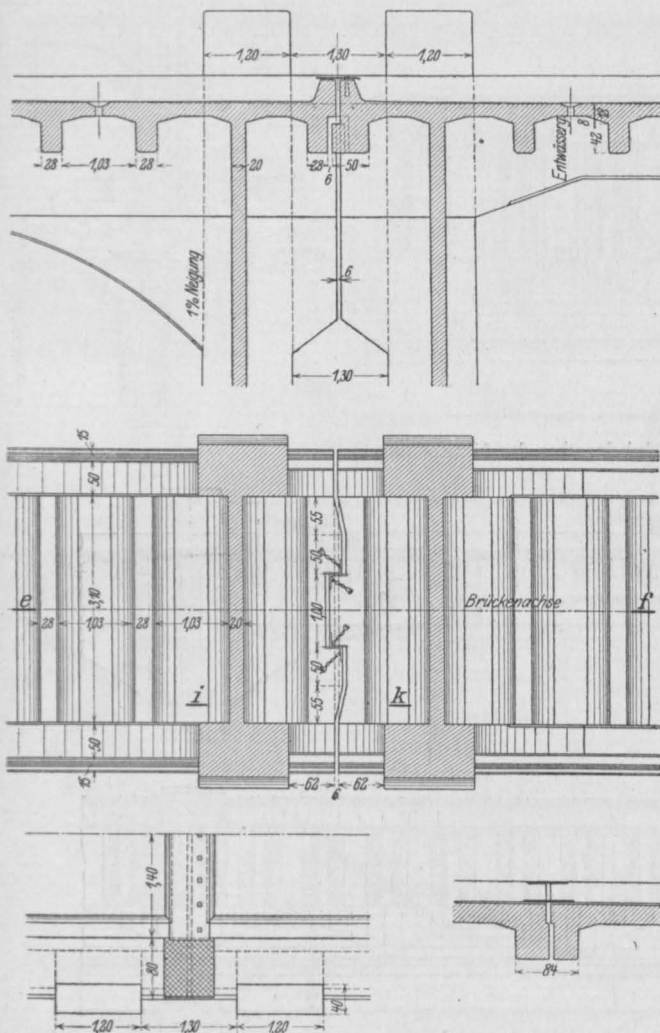


Fig. 16. Einzelheit der Ausdehnungsfuge beider Doppelstützen.

beton- bzw. Bruchsteinausführungen im Bahngebiet, bei denen der obige Wert für die Druckspannung überschritten wurde (vergl. z. B. Wiesner Viadukt, Bahnlinie Davos-Filisur). Die Behörde stützte ihre Zurückhaltung gegenüber dem Eisenbeton namentlich auf die Erfahrungen mit der bekannten Eisenbahnbrücke über die Rhone in Chippis (Kt. Wallis, Schweiz); dieser Bogen mit aufgehängter Fahrbahn hält zwar, trotz aller Be-

¹⁸⁾ Vergl. im Gegensatz dazu die von der Firma Ed. Züblin & Cie. ausgeführten beiden ähnlichen Brücken: Brücke über die Larg in Brünighofen, „Beton und Eisen“ 1903, S. 11 und Brücke über die Seille in Pettoncourt, „Deutsche Bauztg.“, Zementbeilage, 1905, Nr. 17, bei welchen die Eiseneinlagen der Hängesäulen nur mit etwa 400 kg/cm^2 beansprucht sind, so daß infolgedessen noch heute keine Rißbildungen an denselben zu beobachten sind.

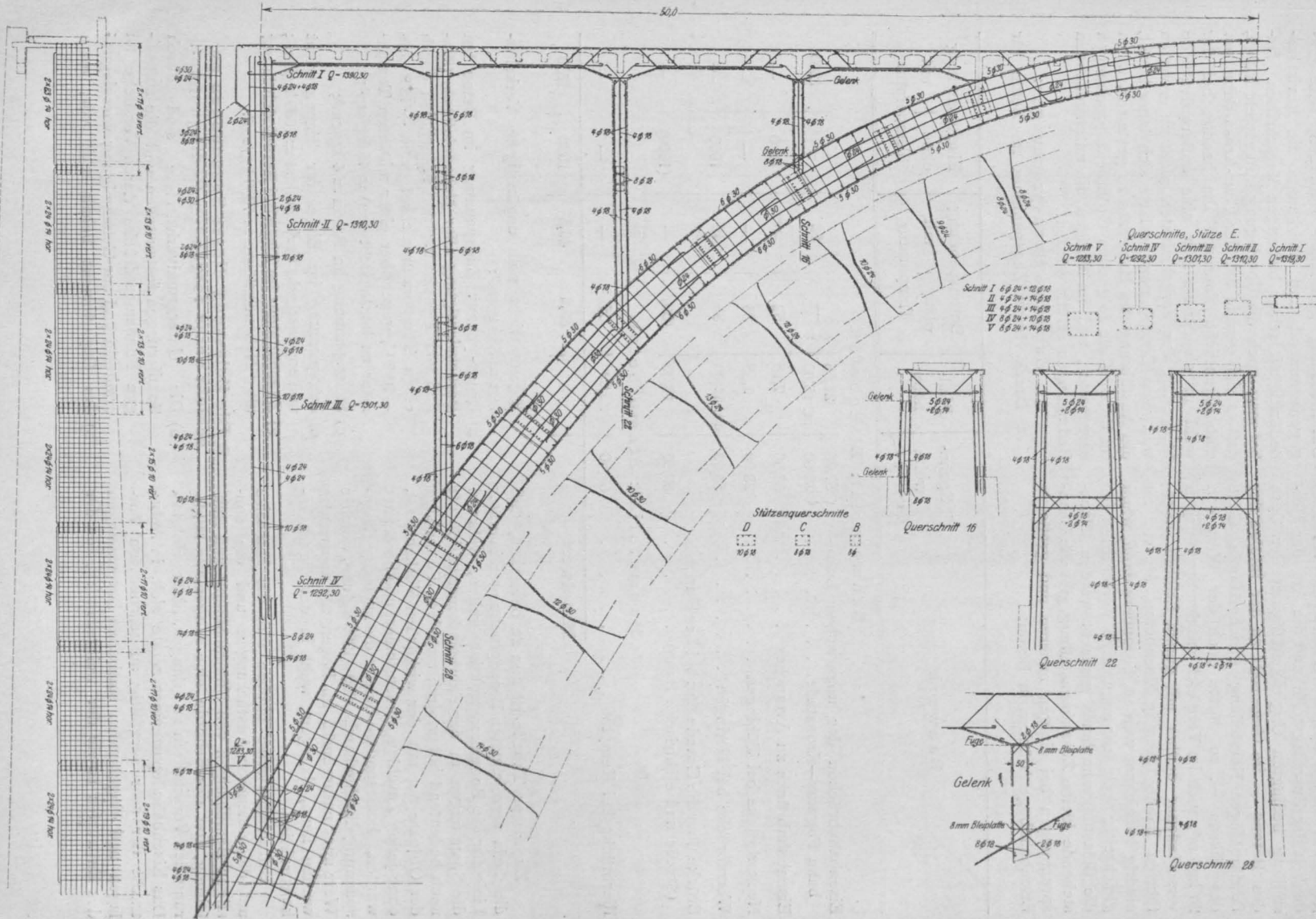


Fig. 17. Bewehrung des Bogens und der Stützen.

gezeigt erscheint, wegen der durch die Verschiedenheit der Zuschlagstoffe und die Art der Herstellung bedingten Ungleichmäßigkeit der Güte des Betons — im Gegensatz zu der infolge der fabrikmäßigen Herstellung gleichmäßigen Güte des Eisens —, so dürfte doch der Wert von 20 kg/cm², auch im Vergleich mit den Spannungen verschiedener seither mit gutem Erfolge ausgeführten Bahnbrücken in Eisenbeton, als viel zu niedrig bezeichnet werden, besonders dann, wenn gleichzeitig noch sehr ungünstige Vorschriften für die Belastungsannahmen gemacht werden. Nachstehende kleine Zusammenstellung gibt die Beanspruchungen bei einigen neueren und größeren Eisenbahnbogenbrücken in Beton:

Unternehmung gebotenen Garantien, sehr entgegenkommend und anerkannte die Revisionsbedürftigkeit seiner bisherigen Vorschriften. Dabei mag auch die Überlegung mitgespielt haben, daß es sich gerade bei der Chur-Arosa-Bahn um eine eigentliche Touristenbahn handle, bei der wohl in absehbarer Zeit eine außerordentliche Steigerung der Verkehrslasten nicht zu erwarten war. Das Departement erklärte sich daher bereit, die Ausführung des Bauwerks zu gestatten, wenn im Entwurf die folgenden Größtbeanspruchungen eingehalten, und im übrigen die untenstehenden Bedingungen erfüllt würden:

„1. Zulässige Beanspruchungen:

a) Druck- bzw. Zugspannung im Beton für

Bauwerk	Spannweite	Pfeilhöhe	Betonspannung		Eisenspannung	
			ohne Temperatur	mit Temperatur	ohne Temperatur	mit Temperatur
Baumaterial: Eisenbeton.						
Eisenbahnbrücken der ungarischen Lokalbahn Fogaras—Kronstadt.	{ 57,00 33,60	{ 21,65 ca. 15,00	{ — 52	52	—	1200
Eisenbahnbrücke zu Avranches	33,60	7,15	52	—	1100	—
Neckarbrücke bei Tübingen	28,00	2,65	35	—	—	—
Werrabrücke bei Heringen	53,00	ca. 11,00	35	45	1000	—
Brücke über die Grande Eau bei Les Planches (Straße und elektrische Bahn)	63,60	12,00	(30)	—	(1000)	—
Baumaterial: Stampfbeton.						
Müllerbrücke bei Kempten	68,60	25,60	35	—	—	—
Mittelwert			39,2	46,5	1050	1200

Zu dieser Tabelle ist nun zu bemerken, daß die darin verzeichneten Beanspruchungen in erster Linie für die Bogenkonstruktion gelten, während die Spannungen in der Fahrbahnkonstruktion oft noch bedeutend höher sind, trotzdem die meisten der Objekte nur mit der wirklichen Verkehrslast, ohne jeden Zuschlag, dimensioniert und berechnet wurden. Insbesondere betrug die zulässige Eisen- spannung durchgehends 1000—1200 kg/cm², welcher Wert aber naturgemäß im Bogen nie ausgenutzt werden kann, dagegen wohl in der Fahrbahnkonstruktion.

Erfreulicherweise blieben nun die Hinweise auf diese neueren Ausführungen und die sonstigen Bemühungen von Unternehmung und Bauleitung, von der Behörde eine zeitgemäße Milderung der Vorschriften zu erlangen, nicht erfolglos. Das Eisenbahndepartement zeigte sich, in Anbetracht der sehr sorgfältig ausgearbeiteten Vorlagen und eingehenden statischen Berechnungen des Entwurfes sowie der weitgehenden, von der

Eigengewicht und ungünstigste Verkehrslast = 35 kg/cm²;

- b) Druck- bzw. Zugspannung im Beton bei Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse (Einfluß von Temperatur und Schwinden durch einen Temperaturwechsel von +15° bis -35° C, gegenüber einer mittleren Temperatur zu berücksichtigen) = 45 kg/cm²;
- c) Scherspannung im Beton = 4 kg/cm²;
- d) Zugspannung im Eisen für Eigengewicht und ungünstigste Verkehrslast = 1000 kg/cm²;
- e) Zugspannung im Eisen bei Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse = 1200 kg/cm².

2. Die Zulassung dieser Spannungen geschieht unter folgenden Bedingungen:

- a) Die Untergrundverhältnisse sind durch Sondierungen festzustellen und die zulässigen Fundamentdrücke durch Versuche zu ermitteln und zur Genehmigung vorzulegen;
- b) das Departement behält sich vor, nach

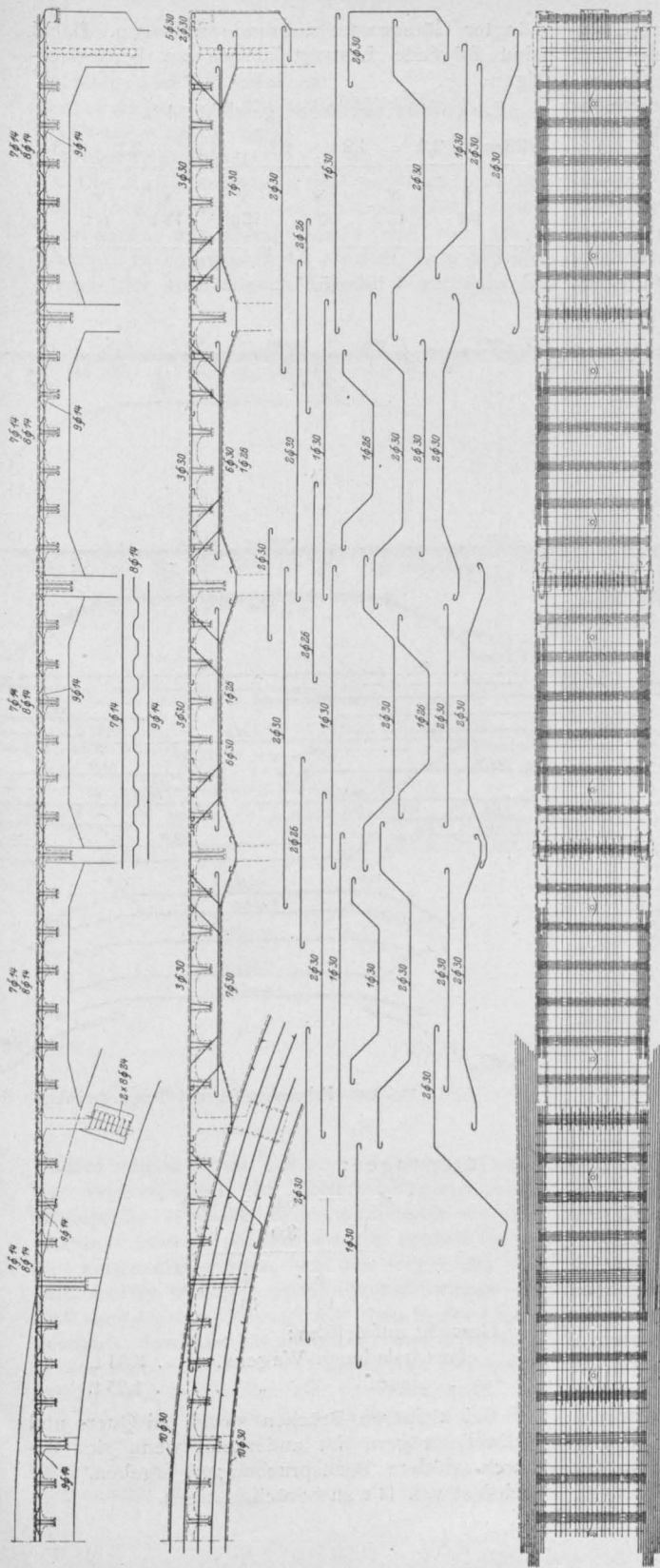


Fig. 18. Fahrbahntafel und Tragkonstruktion der Mittelöffnung. Anordnung der Eiseinlagen.

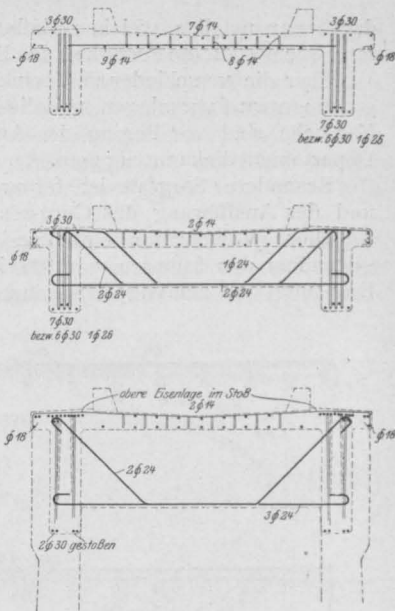


Fig. 18 a.

- seinem Ermessen an einzelnen Stellen durch Verstärkungen die oben genannten zulässigen Spannungen etwas zu verringern;
- c) als Verkehrsbelastungen sind die unter Art. 1, I. C des Entwurfes zur neuen Brückenverordnung vom Juni 1911 (seither unter dem 7. Juni 1913 endgültig in Kraft erklärt) vorgesehenen Lasten anzunehmen, mit der Verschärfung, daß für die Fahrbahnteile ein Zuschlag von $2 (15 - 1) \%$ zu den Verkehrslasten erfolgen soll;
- d) die Bauausführung muß in jeder Beziehung tadellos sein. Die Eisenqualität muß den Bedingungen der Brückenverordnungen entsprechen. Der Beton soll nach 28tägiger Lagerung wenn plastisch hergestellt: mindestens 180 kg/cm^2 , wenn erdfeucht hergestellt: mindestens 250 kg/cm^2 Druckfestigkeit erreichen.

Vor Baubeginn sind eingehende Versuche anzustellen, welche Mischung von Kies, Sand und Zement am besten gewählt wird.

Mit Rücksicht auf die örtliche Lage des Baues in welcher rasche und große Temperaturwechsel, vorkommen, sind besondere Versuche

darüber anzustellen, welchen Einfluß diese Temperaturwechsel auf die Festigkeit des Betons ausüben.

Über die verschiedenen Versuche ist ein Programm entwurf vorzulegen, und die Ergebnisse der Versuche sind vor Beginn der Ausführung dem Departement bekanntzugeben.

Besondere Sorgfalt ist ferner dem Entwurf und der Ausführung des Gerüstes zuzuwenden.“

Diese Vorschriften enthalten nun allerdings gegenüber den früheren von 1906 eine wesentliche Erhöhung der zulässigen Spannungen im Beton

hängter Güterwagen zugrunde zu legen. Dabei sind folgende Lastverteilungen zu berücksichtigen:

Lokomotive: Dienstgewicht 64 t.

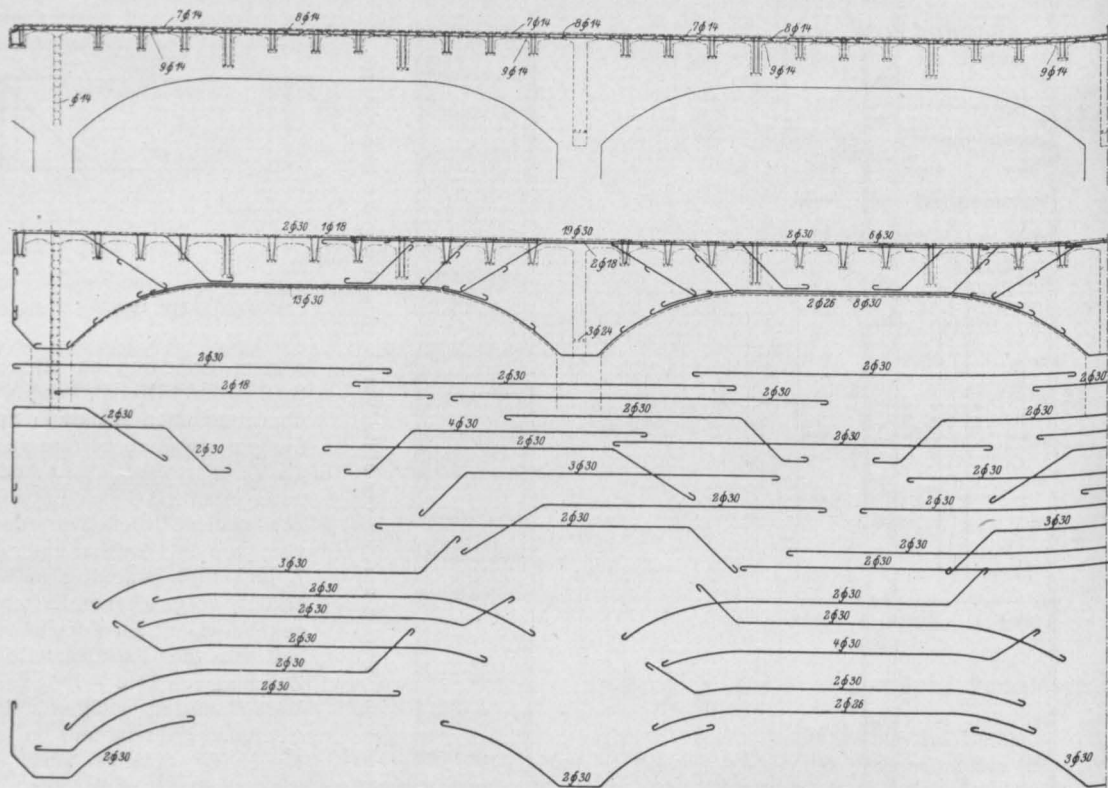
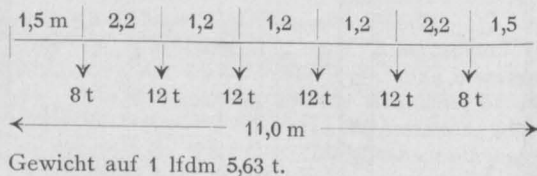
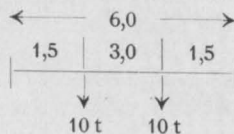


Fig. 19 Fahrbahntafel und Tragkonstruktion der

und im Eisen; sie verlangen, außer für die kleineren Spannweiten bis 15 m, auch keine besonderen Stoßzuschläge, zwingen dafür im vorliegenden Falle zur Annahme von Verkehrsbelastungen, die um fast 100% höher sind, als die tatsächlich verkehrenden. Die oben unter 2c) als maßgebend vorgeschriebenen Lasten in der „Verordnung für Berechnung und Untersuchung der eisernen Brücken und Hochbauten“ für die schweizerischen Eisenbahnen sind nämlich die für Schmalspurbahnen mit Lokomotivbetrieb, also beispielsweise für die Rhätischen Bahnen gültigen, und zwar ist der Berechnung ein Zug von zwei Lokomotiven mit einer unbeschränkten Zahl einseitig ange-

Güterwagen:



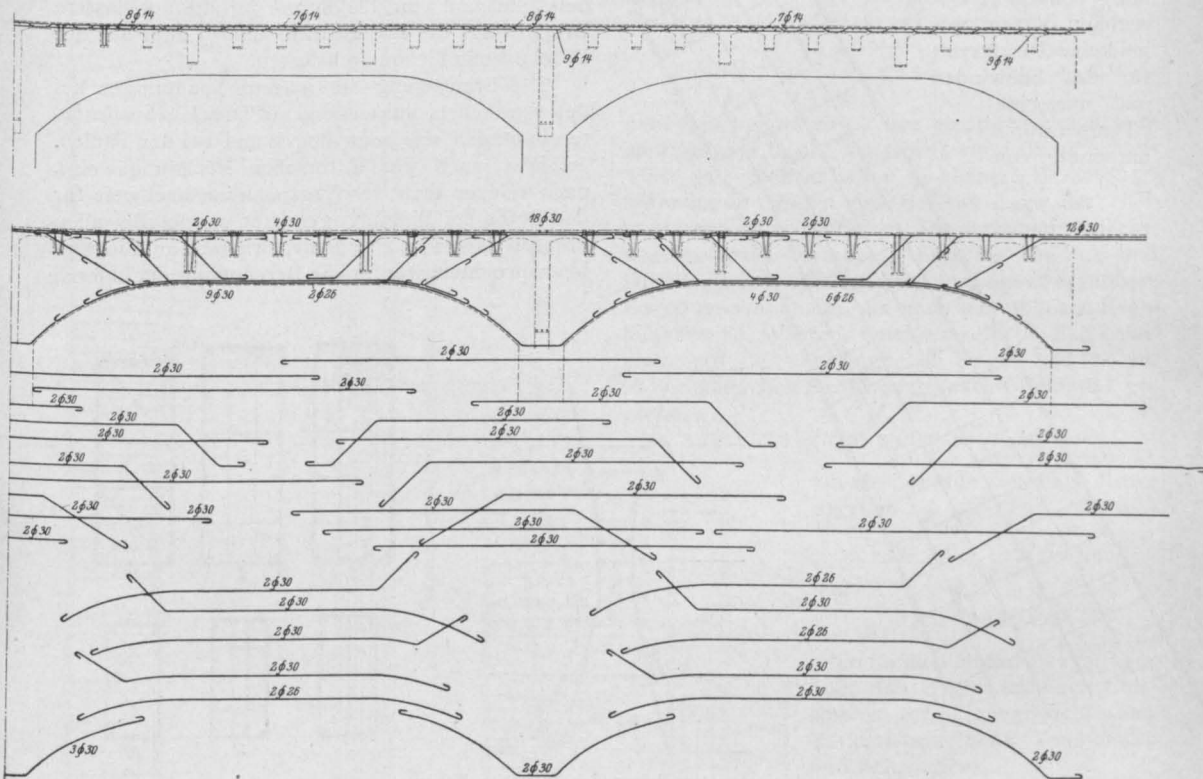
Gewicht auf 1 lfdm:

eines beladenen Wagens. . . .	3,33 t,
„ leeren „	1,25 t.

Bei kleineren Brücken sowie bei Quer- und Schwellenträgern ist außerdem, wenn sich dadurch größere Beanspruchungen ergeben, eine Achslast von 14 t zu berücksichtigen.

{ siehe
 { Fig. 24.

Die bewilligte Betondruckspannung für Eigengewicht und Verkehrslast entspricht rund $\frac{1}{5}$ der geforderten Mindestfestigkeit des plastisch her-



¹⁹⁾ Die geforderte Mindestfestigkeit ist um 20% höher, als in den bekannten „Schweizerischen Vorschriften für armierten Beton“ vom Juni 1909, welche nur 150 kg/cm² verlangen, die außerdem an Würfeln von 16 cm Kantenlänge, welche immer höhere Werte liefern als größere Würfel, nachgewiesen werden dürfen.

Im ganzen wird man beim Vergleich der vom schweizerischen Eisenbahndepartement für die Langwieser Brücke getroffenen Bestimmungen mit den bekannten Vorschriften für Eisenbeton anderer Bahnbehörden finden, daß die erstgenannten nicht ganz so ungünstig wie die sogenannten „Labesschen Vorschriften“, dagegen, was die Dimensionierung des Bogens anbelangt, ungünstiger als die österreichischen Vorschriften sind. Nach den letzteren hätte man mit einer Gesamtspannung von 52 kg/cm^2 rechnen dürfen, wobei keine Zusatzkraft für das Schwinden und nur eine

Temperaturamplitude von $\pm 10^\circ$ zu be-

wenn auch für die Spannungsberechnung das Verhältnis $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ angenommen wurde, doch bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Größen die Elastizitätsziffer als konstant mit dem Werte $E = 2\,000\,000 \text{ t/m}^2$ eingesetzt, also nur die gesamte reine Betonfläche berücksichtigt wurde.

Die Windlasten und Bremskräfte wurden nach den Vorschriften in der obengenannten Verordnung für eiserne Brücken in Rechnung gestellt, und zwar ein Winddruck von 100 kg/m^2 für die belastete und von 150 kg/m^2 für die unbelastete Brücke und die Bremskräfte mit $\frac{1}{7}$ aller auf der Brücke befindlichen Achslasten.

Die Ermittlung der inneren Spannungen bei den sämtlichen, vorwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen, wie beim Bogen und bei den Säulen, erfolgte nach der Ritterschen Rechnungsweise, nach welcher auch der Spannungsnachweis für den Beton bei Biegung geleistet wurde. Bei allen übrigen Bauteilen, also den vorwiegend auf Biegung beanspruchten, war für die Berechnung der inneren

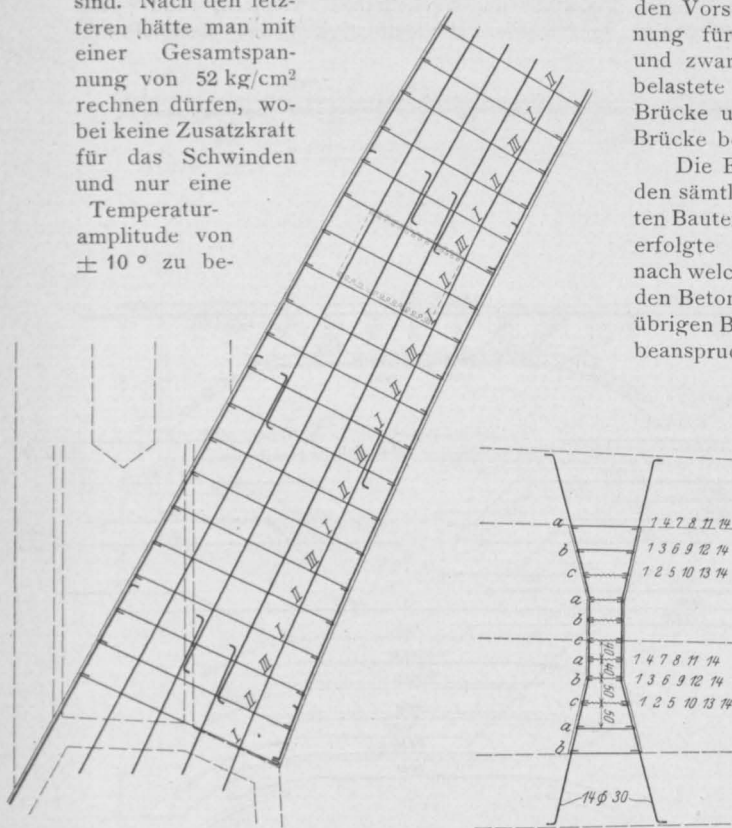
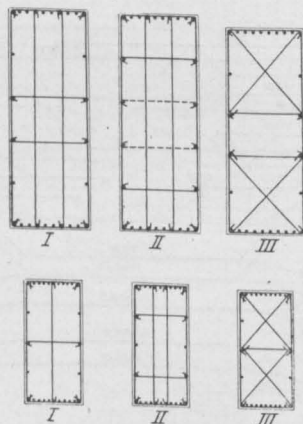


Fig. 20. Anordnung der Bügel im Bogen.



berücksichtigen gewesen wäre ($\pm 10^\circ$ bei Abmessungen von über 70 cm , sonst $\pm 15^\circ$).

Am besten entsprechen die für den Langwieser Bau gültigen Vorschriften den württembergischen „Bestimmungen“, nur entfallen bei letzteren die Stoßzuschläge zu den Verkehrslasten und der Spannungsnachweis.

Dieselben Vorschriften wurden in der Folge auch für das zweite große Eisenbetonbauwerk der Chur-Arosa-Bahn, den sogenannten „Gründjetobel-Viadukt“, mit einem eingespannten Gewölbe von 86 m Stützweite und 18 m Stichhöhe, als maßgebend erklärt.

Von den übrigen Voraussetzungen der statischen Berechnung mag noch erwähnt werden, daß,

Spannungen, und damit auch für die Bemessung der Eiseneinlagen, die heute fast in allen Ländern üblich gewordene Rechnungsweise mit Vernachlässigung des Betonquerschnitts (Rechnungsweise nach Christophe) maßgebend. Die letztere ist insbesondere auch in den bekannten allgemeinen schweizerischen Vorschriften, den sogenannten „Kommissionsvorschriften“, vom Juni 1909 enthalten, während allerdings im besonderen das Eisenbahndepartement meistens immer noch verlangt, daß auch bei Biegung nach Ritter²⁰⁾ gerechnet wird. Es ergeben sich dann — und dies

²⁰⁾ Vergl. den klassischen Aufsatz von Prof. Dr. W. Ritter: „Die Bauweise Hennebique“. Schweiz. Bauztg Jahrg. 1899, S. 41. (Auch als Sonderdruck erschienen.)

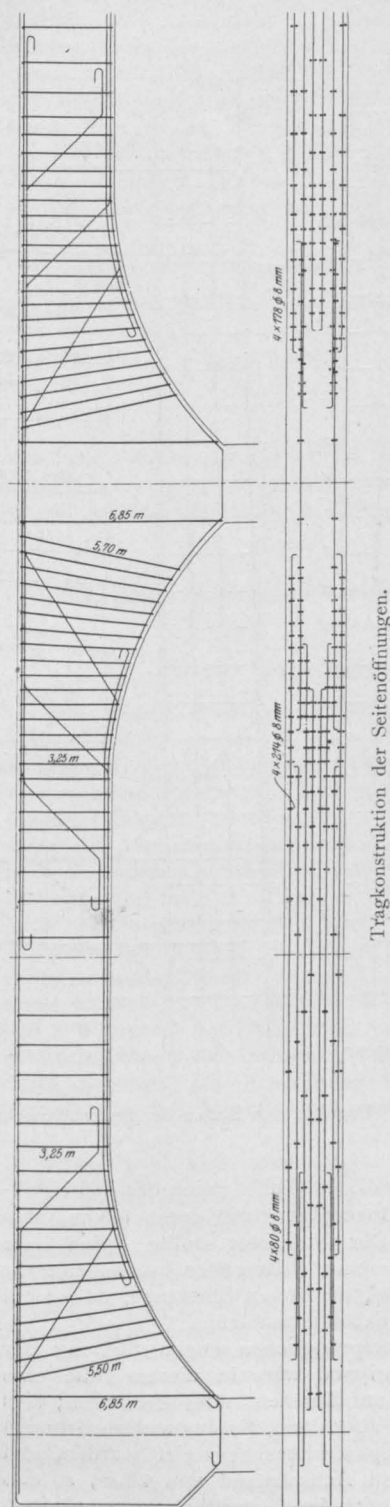
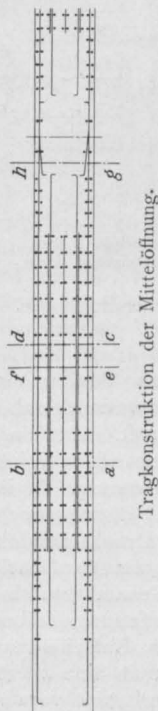
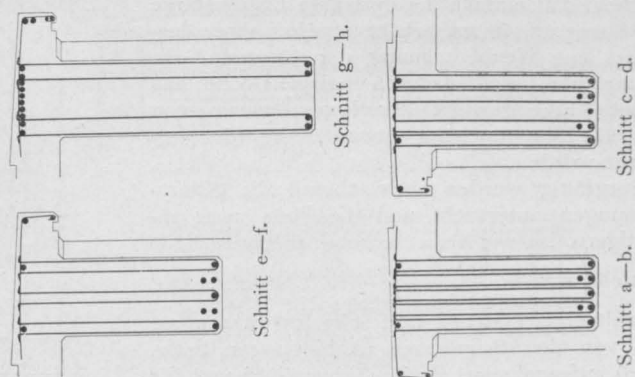


Fig. 21. Bügelplan.



Tragkonstruktion der Mittelöffnung.



muß man bei der Kritik der niedrigen Betonbeanspruchungen in der Vorschrift von 1906 gerechterweise gegenwärtig halten — kleinere Betondruckspannungen (wegen der tieferen Lage der Neutralachse, der größeren Druckspannungsfläche, aber des dafür kleineren Abstandes von Zug- und Druckmittelpunkt), dagegen allerdings etwähöhere Eisenzugspannungen, als nach der üblichen Rechnungsweise. Während beispielsweise die Fahrbahnplatte mit der ursprünglichen Stärke von 18,0 cm in der statischen Berechnung, nach Christophe gerechnet

$$\sigma_b = 32,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_e = 949 \text{ kg/cm}^2$$

aufwies, würde sich nach Ritter ergeben

$$\sigma_b = 22,3, \sigma_{bz} = 21,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\sigma_e = 1040 \text{ kg/cm}^2,$$

oder, für die Fahrbahnlängsträger über den Bogen ist nach Christophe für Eigengewicht und Verkehrslast (ohne Temperatur und Schwinden)

$$\sigma_b = 27,7 \text{ kg/cm}^3$$

und

$$\sigma = 960 \text{ kg/cm}^2$$

nach Ritter aber

$$\sigma_b = 22,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 1050 \text{ kg/cm}^2,$$

Der Gutachter, Ing. O. Boliger, begnügte sich aber schließlich damit, nur für die Fahrbahnplatte die Eisenbemessung nach Ritter zu verlangen. Dieser Forderung wurde dadurch ent-

sprochen, daß einfach die geringste Plattenstärke von 18 cm auf 20 cm erhöht wurde, ohne deswegen eine Neuberechnung der übrigen Teile vorzunehmen, weil dadurch beispielsweise das gesamte Eigengewicht der Bogenöffnung von rund 20 t/lfdm nur um etwa 150 kg/lfdm gesteigert wurde.

Sorgfältig wurden auch überall die Schubspannungen untersucht und dieselben zwar ungünstigerweise wie beim homogenen Querschnitt ermittelt ($\tau = \frac{Q}{\frac{2}{3} b \cdot h}$); bei Überschreitung der zulässigen Grenze von 4 kg/cm² waren sie ganz von den Schubseisen (Abbiegungen, bezw. Bügel) aufzunehmen, durften aber überhaupt für den homogenen, unbewehrten Querschnitt nicht größer als 10 kg/cm² sein, womit zu geringe Stegbreiten vermieden wurden.

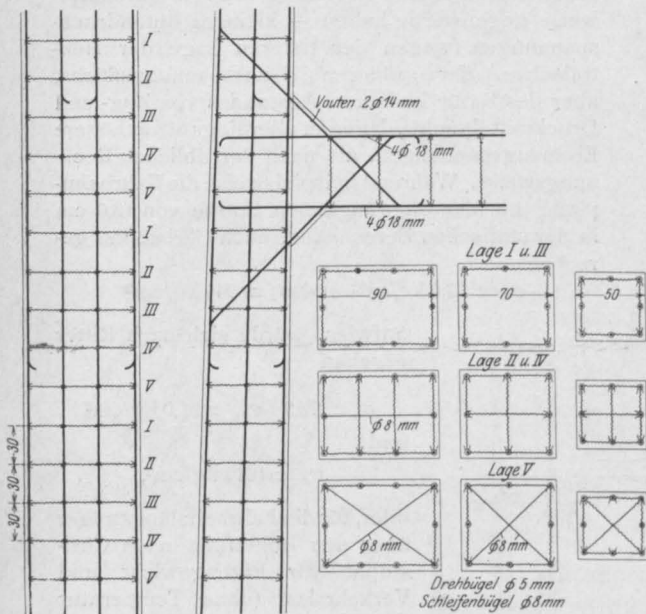


Fig. 22. Bügeldisposition, Stützen über dem Bogen.

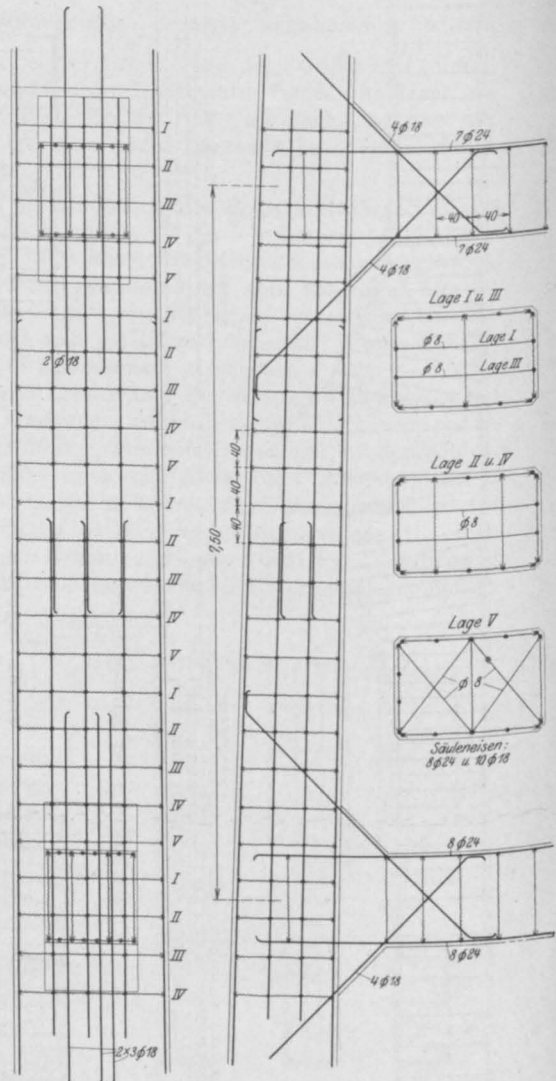


Fig. 23. Bügel in den Säulen der Seitenöffnungen.

Die Knicksicherheit der hohen Säulen war ebenfalls nach Ritter nachzuweisen, wurde aber außerdem auch nach Euler geprüft. Zu einer Diskussion gab dagegen die Frage der Knickgefahr des großen Bogens Veranlassung. Es ist klar, daß, da es sich hier um einen Fall zusammengesetzter Festigkeit (Biegung und Druck) handelt, nur die von der Normalkraft erzeugte Druckspannung, nicht aber die größte Gesamtspannung am Rande, kleiner als die Knickspannung bleiben muß. Unsicher ist dagegen die Entscheidung bezüglich der Knicklänge. Setzt man eine zuverlässige Einspannung an den Widerlagern voraus, so wäre die freie Knicklänge gleich der halben

Stablänge, in diesem Falle gleich der halben abgewinkelten Bogenlänge von rund 140 m, also rund 70 m. Der Gutachter wollte jedoch die völlige Einspannung nicht gelten lassen, und nur etwa $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der freien Stablänge, oder rund 100 m, als Knicklänge annehmen.

Bei der ursprünglichen engen Stellung der beiden Bogenrippen wäre in diesem Falle eine Nachprüfung auf Knicken nötig geworden; dies erübrigte sich aber dann, als aus andern Gründen die beiden Rippen weiter gespreizt wurden, und zwar auf einen Achsabstand von 4,0 m, so daß die kleinste Breite des Gesamtbogenquerschnittes nunmehr 5,0 m = $\frac{1}{20}$ l, auch bei der ungünstigen

Annahme von 100 m als Knicklänge, beträgt. Was schließlich den Gang der Untersuchung der statisch unbestimmten Systeme anbetrifft, so hat der Verfasser der sehr eingehenden statischen Berechnung, Herr Dr.-Ing. C. Arnstein, hierfür bei den kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren Stützen der Seitenöffnungen das bekannte und sehr über-

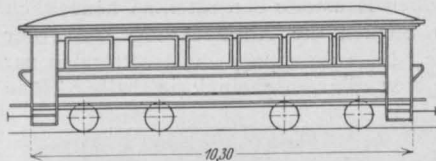
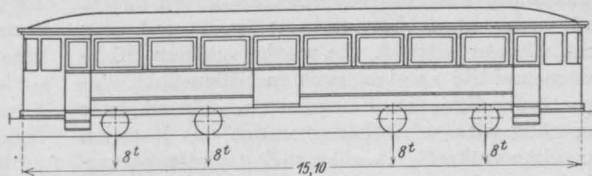
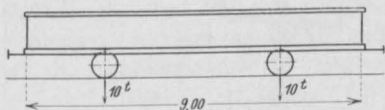


Fig. 24. Auf der Bahn verkehrende Züge.

sichtliche Verfahren von Prof. Dr. W. Ritter²¹⁾, für den großen eingespannten Bogen dagegen ein teilweise eigenes Verfahren, in Anlehnung an das-

jenige von Müller-Breslau bzw. Melan²²⁾ angewandt.

(Fortsetzung folgt.)

NEUERE AUSFÜHRUNGSFORMEN UND NEUE ANWENDUNGSGEBIETE VON SCHLEUDERHOHLMASTEN.

Von Geheimrat Professor M. Foerster, Dresden.

Wie unsere deutsche Großindustrie in allen ihren Gliedern gerade in der auf ihr schwer lastenden Gegenwart hervorragende Beweise ihrer umfassenden Leistungs- und glänzenden Anpassungsfähigkeit erbracht hat, so ist auch ein jeder der kleineren Industriezweige bemüht, in echt deutscher Gründlichkeit und Vorsorge die Entwicklung auf ihrem eigenen Gebiete im Hinblick auf die großen — auch sie erwartenden — Aufgaben der Zukunft zu fördern und in Erfolg versprechende Bahnen zu lenken. In diesem Sinne ist auch das Cossebauder Werk^{*)} (Dyckerhoff & Widmann) zur Herstellung von Stahlbeton-Schleuderhohlmasten im letzten Kriegsjahre bestrebt gewesen, die Herstellung der Maste zu vereinfachen, ihre Bauart — in engster Beziehung

mit einer stetigen Prüfung und Überwachung der Erzeugnisse — dauernd zu verbessern und neue Formen, sowohl für den Monumentalbau, als auch für reine Nutzbauten zu schaffen und in die Praxis einzuführen.

Hierbei ist es in neuerer Zeit gelungen, die oft allzu große Elastizität der Maste, die sich in stärkerer, wenn auch rein elastischer Durchbiegung zu erkennen gab, in durchaus erlaubten Grenzen zu halten, einer irgend nennenswerten Entmischung des Betons während des Schleuderprozesses vorzubeugen, und endlich auch der Außenfläche der Maste eine Körnung, Struktur, Farbe und Beständigkeit zu verleihen, wie sie ein Naturgestein aufweist. Im besonderen führte zu dieser bedeutsamen Verbesserung die Verwendung von mittelkörnigem, stark granitischem Sande oder von gemahlenden Naturgesteinen in Verbindung mit einer mehr oder weniger feinen Stockung der Flächen. Als sehr wirkungsvoll hat sich gerade in dieser Hinsicht bei vielseitigem Querschnitt der Maste bzw. ihrer Sockel ein Feinstocken der Kanten und eine grobe Bearbeitung der zwischen ihnen verbleibenden Flächen erwiesen. Derartig behandelte Schleudermaste stellen — neben ihren hervorragenden statischen und stofflichen Eigenschaften, ästhetisch hochbefriedigende Bauwerke dar, die sich an jeder

²¹⁾ Prof. Dr. W. Ritter: Anwendungen der graphischen Statik, III. Teil: Der kontinuierliche Balken. Zürich, Verlag von A. Raustein, 1900 u. a.; Prof. M. Förster: Balkenbrücken in Eisenbeton. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften. Zweite Gruppe. 15. Heft. Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann, 1908. In letzterem Werk finden sich zwei ausführliche Anwendungsbeispiele des Ritterschen Verfahrens, welche vom Verfasser der vorliegenden Schrift gerechnet wurden, und welche damals wohl als die ersten Anwendungen des Verfahrens auf Eisenbeton gelten konnten.

^{*)} Über die Herstellung, Berechnung der Stahlbeton-Schleuderhohlmasten, ihre Prüfung und Ausführungsformen vgl. u. a. in dieser Zeitschrift die Aufsätze: 1909 S. 89, 1910 S. 430, 1912 S. 20, 1913 S. 27, 1914 S. 144. Im besonderen sei auf die letztgenannte Abhandlung wegen der dort wiedergegebenen neuen Schmuckformen der Maste verwiesen.

²²⁾ s. Melan „Theorie des Gewölbes und des Eisenbetongewölbes im besonderen“ im Handbuch für Eisenbetonbau, I. Bd.

Verwendungsstelle bestens und einwandfrei in das Stadt- oder Landschaftsbild einfügen, und hier nicht, wie nur allzuoft die wenig schönen Holzmasten und die in den meisten Fällen noch weniger befriedigenden Eisenmasten, störend oder langweilig wirken. Dabei gestattet das Material, wie schon früher**) in dieser Zeitschrift hervorgehoben wurde, den organischen Anschluß an den aus demselben Baustoffe hergestellten neuzeitlich geformten Sockel, die Angliederung steinerne Ruhebänke, die Anbringung von Plattformen zur Aufnahme von Blumenschmuck in halber Höhe

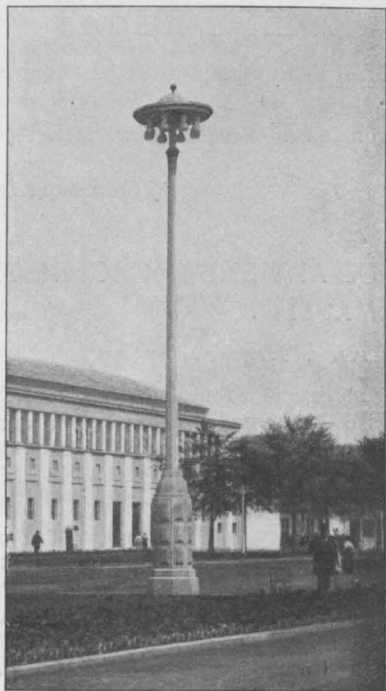


Fig. 1.

unter den hängenden Lampen usw. In gleicher Weise wäre auch die Vereinigung eines oder mehrerer solcher zu einem Säulenbau verbundener monumentaler Lichtmasten mit einem offenen Wasserbecken und an diesem weiter angeschlossenen Blumenschmuck möglich, und zwar um so leichter, als die Masten hohl sind und somit auch eine Wasserleitung in ihrem Inneren mit dauernder Zuführung von Wasser zum Becken angebracht werden kann. Wer gesehen hat wie gerade durch fließendes Wasser in Verbindung mit Blumenschmuck ein Stadtbild belebt werden kann, wird in der vorstehend skizzierten Verwendung monumentaler Schleuder-Lichtmasten und ihrer besonderen Ausgestaltung ein hochwertvolles Verwendungsgebiet dieser neuen Bauart erkennen.

**) Vgl. Arm. Bet. 1914 S. 148 Fig. 5—7.

Über neuere Ausführungsformen geben die nachfolgenden Fig. 1—10 Aufschluß. Während in Fig. 1 ein Monumentalmast von der Kölner Ausstellung 1914 wiedergegeben ist, lassen die nach-

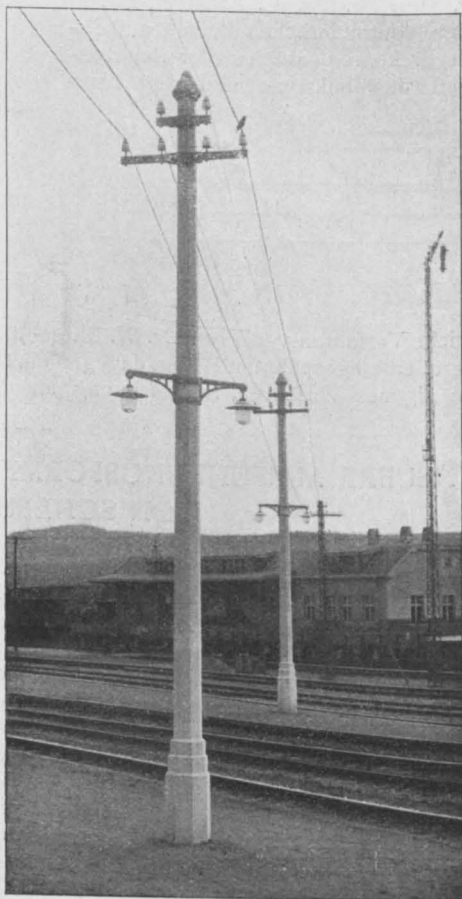


Fig. 2.

stehenden Fig. 2—6 reine Nutzanwendungen erkennen. In hohem Grade belehrend wirkt Fig. 2 durch den in ihr zu erkennenden Gegensatz zwischen den Beton-Hohlmasten, die zugleich zu Beleuchtungs- und Leitungszwecken verwendet werden, und den im Hintergrunde stehenden Eisenmasten. Weiter zeigt Fig. 3 die Überleitung einer Starkstromleitung über einen Bahndamm vermittelt einfacher runder, aber sehr stark bewehrter und somit hochbiegungsfester Hohlmasten, Fig. 4 die Benutzung solcher Masten zwischen 2 Straßenbahngleisen zur Stromzuführung zu ihnen beiden vermittelt eiserner Auslegerarme, Fig. 5 eine gleichartige aber einseitige Anordnung; in Fig. 6 ist endlich eine solche mit einem Betonausleger und mehrseitigem Hohlmast dargestellt. Fig. 7, 8 und 9 zeigen Verwendungen der Hohlmasten mit auf ihnen in

Lyraform aufsitzenden Beleuchtungskörpern, die bei den ersten beiden Beispielen durch Metallrahmen (aus Bronze oder Eisen), im letzteren Falle — in besonders guter, organischer Weise — durch einen hohlen Verbundkörper getragen werden. Fig. 10 endlich läßt erkennen, wie auch die Form einer Laterne mit in ihr befestigten Lichtkörpern in befriedigender Weise mit dem Schleuder-Hohlmast in Verbindung gebracht werden kann.

Stellen alle diese Beispiele die Heranziehung der Schleuderhohlmaste zu Licht- und Leitungsträgern der verschiedensten Art dar, so ist hiermit



Fig. 3.

das Anwendungsgebiet dieser Hohlkörper im Rahmen von Bauausführungen auf den verschiedensten Gebieten der baulichen Praxis noch lange nicht erschöpft. Wenn auch erst eine spätere Zukunft zeigen wird, wie außerordentlich vielseitig die Benutzungsmöglichkeit der durch das Schleuderverfahren gewonnenen biegesicheren, druckfesten, konischen bzw. zylindrischen oder prismatischen Hohlkörper ist, so möge doch schon jetzt auf zwei besonders nahe liegende Verwendungsgebiete — das eine im Hoch-, das andere im Tiefbau — hingewiesen werden, und zwar auf die Benutzung der stahlbewehrten Hohlmasten für Säulen und für Rammpfähle. Für Säulen kann entweder der stahlbewehrte Hohlkörper selbst — ohne oder mit Betonausfüllung — als Stütze benutzt oder auch die Hohlform als Mantel — d. h. unter Ersparung einer Verschalung

— für die im Innern herzustellende tragfähige Säule verwendet werden. Im ersteren Falle lassen sich zweckmäßig alle die Formen sinngemäß verwenden, welche für Gußeisensäulen bewährt sind. Hier kann demgemäß der Säulenschaft — als fertiger Schleuderhohlkörper in den Bau gebracht — stumpf auf eine Grundplatte —

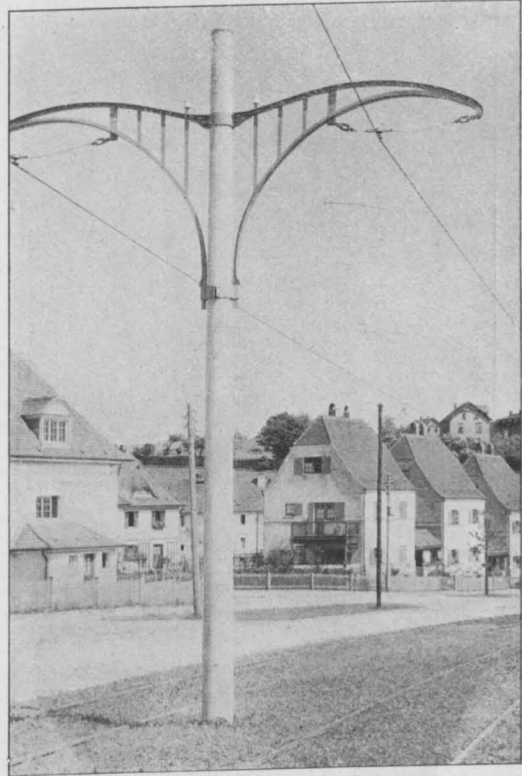
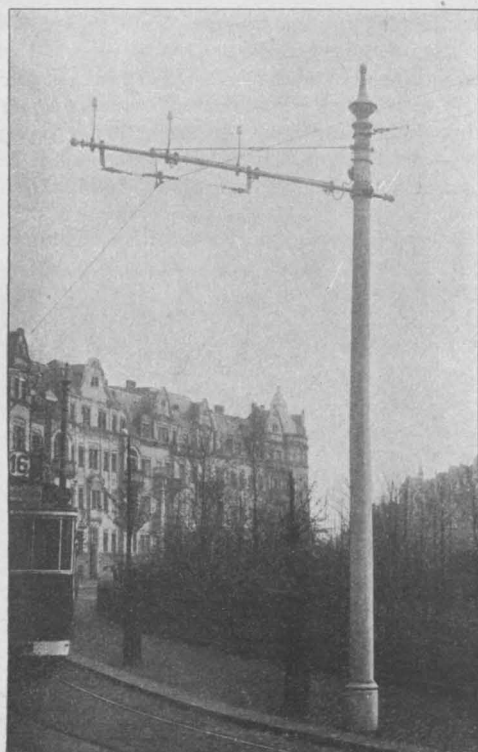


Fig. 4.

mit und ohne Einfalzung — aufgesetzt (Fig. 11a u. b) oder — für Pendelsäulen — ein Gelenk eingefügt werden (Fig. 12 u. 13); alle hierbei notwendigen Gelenkteile sind in Beton herzustellen, ebenso ist der Hohlraum der Säule mit Beton auszufüllen; möglich aber ist es auch hier — zur Zentrierung des Druckes Stahlgelenke heranzuziehen (Fig. 14), wobei sich allerdings eine Ausbildung der Fußplatte in Eisen nicht umgehen lassen wird, damit an der Berührungsstelle des Gelenkeinsatzes keine allzu hohe Pressung entsteht. Das Gelenk in Fig. 14 kann sowohl als Kugelgelenk ausgebildet als auch als Zylindergelenk benutzt werden, wenn die Pendelbewegung der Säule nur in einer Ebene stattfinden soll. In allen den durch die Fig. 11–14 dargestellten Fällen ist es zweckmäßig, die Bewehrung der Säule in den Mantel einzuschleudern und das Säuleninnere mit



† Fig. 5.

demselben Beton, mit dem der Schleuderkörper hergestellt wurde, auszufüllen. Natürlich ist es aber auch möglich und in manchen Fällen sogar zweckmäßig, nur Hohlsäulen mit großen Wandstärken zu verwenden, also genau so zu konstruieren, wie es bei Gußeisen üblich ist; hierbei wird aber stets zu berücksichtigen sein, daß eine Ausbetonierung des Säulennern nicht nur die Druck-, sondern vor allem auch die Knickfestigkeit der Säule vermehrt. Will man die äußere Hohlform der Säule, d. h. den Schleuderkörper, nur als Lehrform verwenden, so wird es zunächst erforderlich sein, ihn in einzelne Stücke der Länge nach zu zerteilen, oder besser nur kürzere Stücke des Hohlkörpers herzustellen. Unter deren Schutz wird alsdann (Fig. 15) die Verbundsäule auf ihrem Fundamente in bekannter Weise, unter Anbindung der Säuleneinlagen gestampft und allmählich hochgeführt. Soll ein besonderes voutenartiges Kopfstück verwendet werden, so kann das in der Art bewirkt werden, wie es Fig. 16a erkennen läßt; hierbei dürfte es u. U. zweckmäßig sein, den Kopf mit den nach oben und unten herausragenden Anschlußseisen vorher fertig herzustellen, ihn in den obersten Säulentheil einzubinden und



Fig. 6.

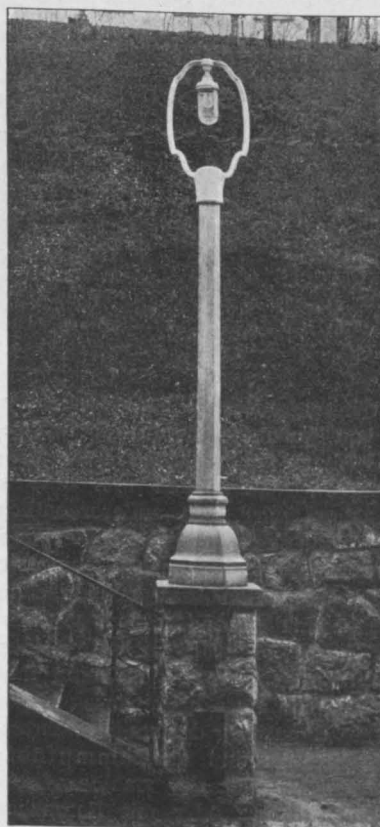


Fig. 7.

auf ihm nach oben zu den Unterzug anzubetonieren, der naturgemäß eine normale Schalung erfordert. Ist eine Verstärkung am oberen Säulende nicht notwendig, so kann der Anschluß der

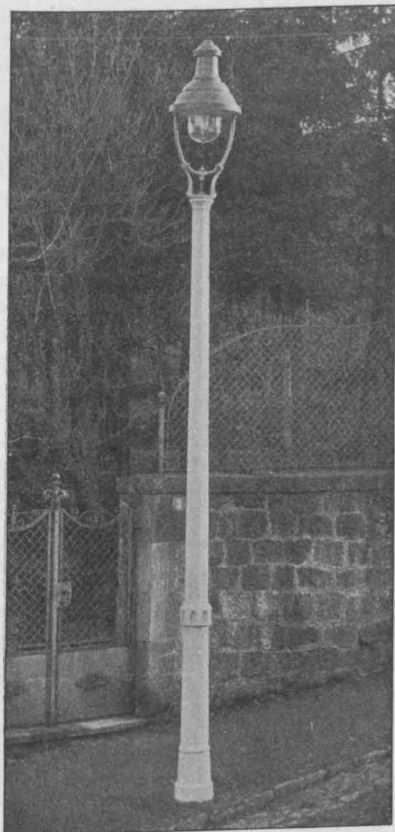


Fig. 8.

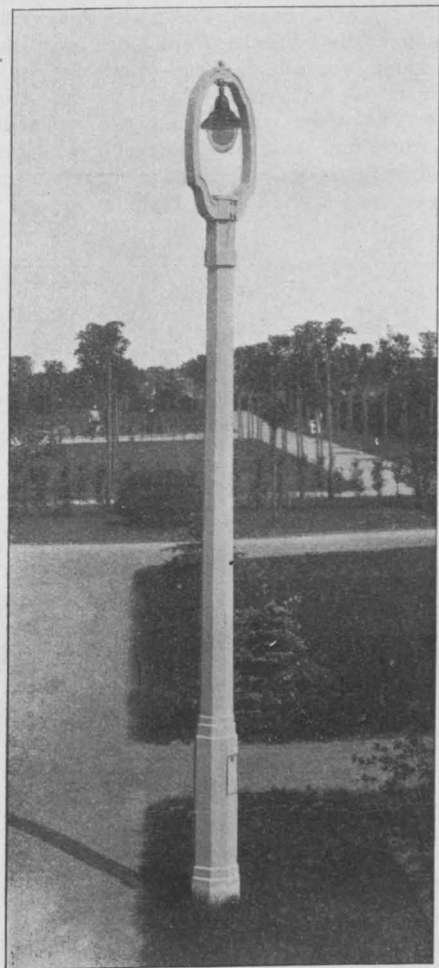


Fig. 9.

Balken z. B. in der Art bewirkt werden, wie es Fig. 16b zeigt. In jedem Falle wird die Einführung fertiger bewehrter Säulen in den Bau oder die Verwendung der Hohlmasten als Ummantelung und Schalung einen erheblichen Fortschritt im Verbundbau bedeuten. Es kommt hierbei nicht allein Kosten- und Zeitersparnis, sowie auch die Möglichkeit, richtig statisch konstruierte, leicht herstellbare Pendelsäulen zu verwenden, in Frage, sondern es ist zugleich die Möglichkeit gegeben, die Außenseiten der Säulen — wie das vorstehend von den Hohlmasten hervorgehoben wurde — in einwandfreier, gleichmäßiger, steinähnlicher Weise zu bearbeiten. Deshalb dürfte die vorstehend angegebene Anwendung der Schleuderhohlkörper für Säulen auch eine Frage sein, die für den Monumentalbau, sowohl für dessen Außenseite wie für den Innenausbau hohe

Bedeutung besitzt. Derartige Säulen, wie sie hier in Vorschlag gebracht, sind deshalb auch durchaus geeignet, die erheblich teureren massiven Steinsäulen — selbst bei ganz großen Abmessungen — zu ersetzen.

Ein Beispiel der praktischen Anwendung der Schleuderhohlkörper für Säulen zeigt Fig. 17, eine Ausführung in den Textilose-Werken Oppeln aus dem Jahre 1911 darstellend.

Nicht von minderer allgemeiner und besonderer Bedeutung ist für das Ingenieurwesen die Heranziehung der Schleuderhohlmaste für Rammpfähle. Hier spielt neben dem nicht allzu hohen Preise — namentlich bei sehr langen und starken Pfählen — der Umstand eine günstige Rolle, daß das Material in jeder Verwendungsstelle unwandelbar ist, und wie ein jeder Verbundpfahl im Wasser, an der Luft und im Wechsel zwischen beiden

ohne Gefahr für seinen Bestand verwendet werden kann; hierzu kommt die glatte Außenfläche der Masten, die konische Form, die man ihnen geben kann, vor allem aber — und das ist das Wichtigste — ihr hohler Innenraum. Dieser gestattet es ganz allgemein, nach vollendeter Rammarbeit und Ausfüllung der eingeschlagenen Pfähle mit Beton jede Verbundkonstruktion durch Einbinden von Eisen in das Pfahlinnere und An-

einfachen Anschluß einer Pfahlspitze, erlaubt aber vor allem die Einführung von Druckwasser in das Pfahlinnere während der Rammarbeit und damit ein Einspülen der Pfähle, wie es einfacher und bequemer nicht sein kann und bei keiner anderen Bauart in gleich leichter Weise ausgeführt werden kann. Hierbei ist es möglich, einerseits (Fig. 18a) das ganze Innere des Pfahles mit Druckwasser zu füllen, das nahe der Pfahlspitze durch eine Anzahl von Öffnungen nach außen

strömt, das Erdreich erweicht und das Eindringen des Pfahles erleichtert, oder andererseits (Fig. 18b) ein mehr- oder einteiliges Rohrstück im unteren Pfahlteil einzubetonieren, an das nach oben zu ein weiteres Druckrohr — etwa nach Art eines Standrohres — anzuschließen oder eine Schlauchleitung anzufügen wäre. In ähnlicher Weise ist es auch möglich, das

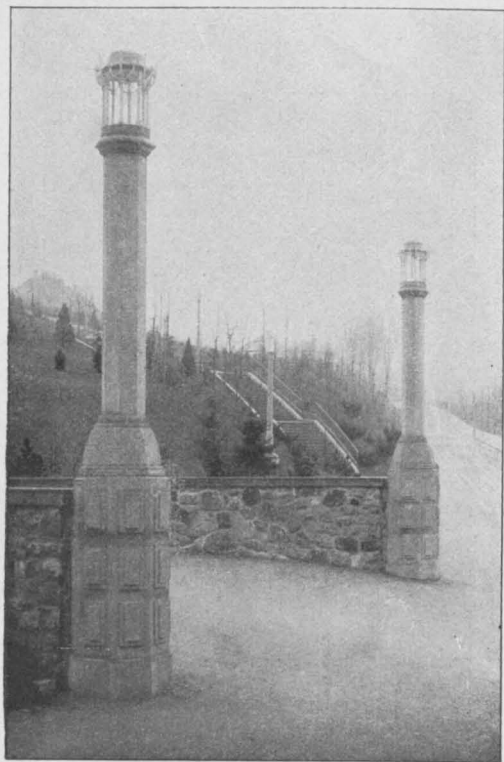


Fig. 10.

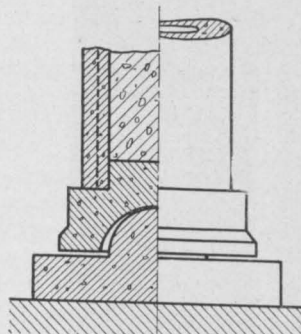


Fig. 12.

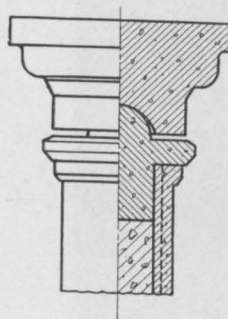


Fig. 13.

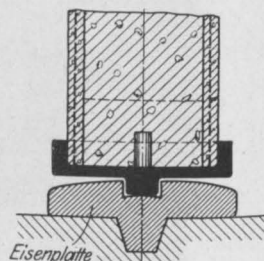


Fig. 14.

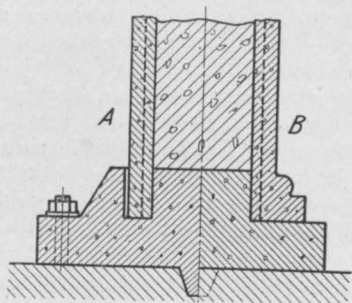


Fig. 11 a u. b.

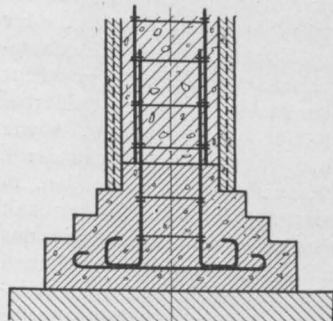


Fig. 15.

Wasser in besonders wirksamer Art, unmittelbar durch die Pfahlspitze hindurchzuleiten (Fig. 19) entweder durch in ihr ausgesparte Kanäle oder vermittelst eines Rohres mit etwa 4 oder auch 3 usw. Ableitungen. Die Pfahlspitze selbst

binden von Einlagen an diese nach oben zu in organischer und festester Weise anzuschließen, gestattet ferner den sehr bequemen und

wird in einfacher Form zu halten und an den Hohlmast anzubetonieren sein. Erforderlichenfalls kann auch der unterste Teil der Spitze aus

Stahl- bzw. Eisenguß gebildet werden. Da man endlich beim Ausbetonieren des fertig geschlagenen Pfahles noch kräftige Eisen in dessen Inneres einzulegen vermag, so kann man mit Hilfe der Schleuderhohlpfähle auch besonders biegesichere Pfähle herstellen, wie sie für Brücken-

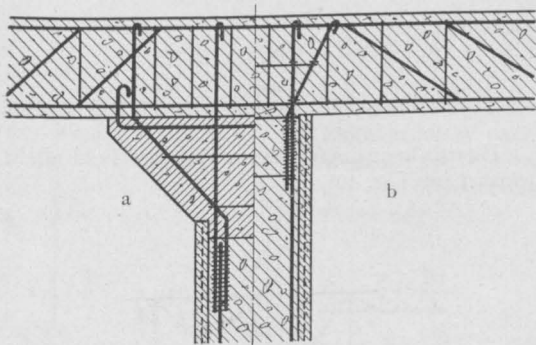


Fig. 16 a u. b.

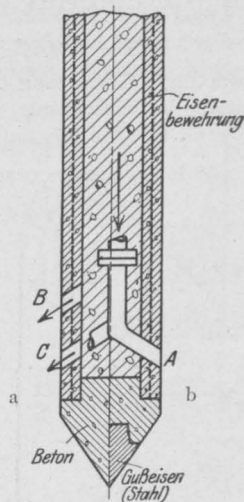


Fig. 18 a u. b.

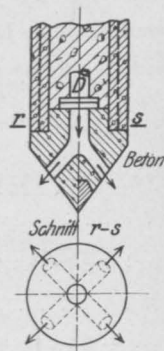


Fig. 19.



Fig. 17.

joche, Duc d'Alben, Futter- und Kaimauern aller Art u. dergl. notwendig sind. In jedem Falle erschließt die Benutzung der Schleuderhohlmaste

für Pfähle und Pfahlfundierungen aller Art ein neues und hochbedeutsames Entwicklungsgebiet des Verbundbaus.

DIE EINFLUSSLINIEN MEHRFACH GESTÜTZTER RAHMENTRÄGER.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

(Fortsetzung von S. 191.)

Bei Trägern mit regelmäßiger Gliederung läßt sich mitunter eine weitere Vereinfachung der Untersuchung erzielen. Die Gl. (21) bis (27) liefern nämlich, wenn $J_a = \frac{1}{2} J_i$, d. h. $h_a = 2 h_i$ gesetzt wird, der Reihe nach:

$$\left. \begin{aligned} 2 q_0 \left(1 + \frac{1}{2 h_i} \right) + q_1 &= 1 N_0 + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_i} \\ q_0 + 2 q_1 \left(2 + \frac{1}{h_i} \right) + q_2 &= 1 N_1 + 3 \psi_0 \cdot \frac{1}{h_i} \\ \dots \dots \dots \\ q_{m-1} + 2 q_m \left(2 + \frac{1}{h_i} \right) + q_{m-1} &= 1 N_m + 3 \psi_0 \frac{1}{h_i} \\ \dots \dots \dots \\ q_{n-1} + 2 q_n \left(1 + \frac{1}{2 h_i} \right) &= 1 N_n + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_i} \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

$$\left. \begin{aligned} 2 q_0 \left(1 + \frac{3}{8} \frac{1}{h_i} \right) + q_1 &= 1 N'_0 + \frac{3}{4} \psi_0 \frac{1}{h_i} \\ q_0 + 2 q_1 \left(2 + \frac{3}{4} \frac{1}{h_i} \right) + q_2 &= 1 N'_1 + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_i} \\ \dots \dots \dots \\ q_{m-1} + 2 q_m \left(2 + \frac{3}{4} \frac{1}{h_i} \right) + q_{m-1} &= 1 N'_m + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_i} \\ \dots \dots \dots \\ q_{n-1} + 2 q_n \left(2 + \frac{3}{8} \frac{1}{h_i} \right) &= 1 N'_n + \frac{3}{4} \psi_0 \frac{1}{h_i} \end{aligned} \right\} \quad (36a)$$

Faßt man alle Gleichungen zusammen, so erhält man einerseits:

$$\sum \frac{q_m^0}{h'_m} = \frac{1}{2} \frac{\sum N_m}{1 + 6 h_i(e)}$$

bezw.

$$\sum \frac{q_m^0}{h'_m} = \frac{1}{3} \frac{\sum N'_m}{1 + 6 h_i(g)}$$

und andererseits:

$$\sum \frac{q'_m}{h'_m} = \frac{3 n}{2} \frac{1}{h_i(e)}$$

bezw.

$$\sum \frac{q'_m}{h'_n} = \frac{3}{2} \frac{n}{1 + 6 h_i(g)}$$

Da

$$\sum \frac{1}{h'_m} = \frac{2}{h_a} + \frac{(n-1)}{h_i} = \frac{n}{h_i},$$

so gewinnt man auf Grund der Formeln (26) den unmittelbaren Wert:

bezw.

$$\psi_0 = \frac{1}{n} \frac{\sum N_m}{\left(12 + \frac{1}{h_i(e)} \right)} \dots \dots \dots (37)$$

$$\psi_0 = \frac{1}{6 n} \sum N'_m \dots \dots \dots (37a)$$

Hierin kann man, wenn das k^{te} Feld allein belastet ist (Fig. 10)

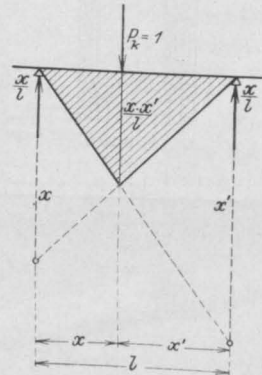


Fig. 10.

$$L_k = 1 \cdot \frac{x x'}{6} (1 + x), \quad R_k = 1 \cdot \frac{x x'}{6} (1 + x'),$$

$$N_{k-1} = N'_{k-1} = \frac{2 R_k - L_k}{l^2} = 1 \cdot \frac{x x'}{6 l^2} (1 + 2 x' - x),$$

$$N_k = N'_k = - \frac{2 L_k - R_k}{l^2} = - 1 \cdot \frac{x x'}{6 l^2} (1 + 2 x - x'),$$

$$\sum N_m = (N_{k-1} + N_k) = (N'_{k-1} + N'_k)$$

$$= 1 \cdot \frac{x x'}{6 l^2} \cdot 3 (x' - x)$$

einsetzen. Die Gleichung der Einflußlinie lautet dann einfach:

$$\psi_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{x x'}{1} \frac{x' - x}{n \left(12 + \frac{1}{h_i(e)} \right)} \dots \dots \dots (38)$$

bezw.

$$\psi_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{x x'}{1} \frac{x' - x}{6 n} \dots \dots \dots (38a)$$

Bezeichnet man mit e_0 diejenige wagerechte Verrückung, welche ein einfeldriger Rahmen mit den Abmessungen l , h , J und J_a unter dem Ein-

fluß der Last P erfahren würde (Fig. 11), so läßt sich die Beziehung

$$E J_c \frac{e_0}{h} = \frac{P x x' (x' - x) h_a(e)}{4! (1 + 6 h_a(e))} = \frac{P x x' (x' - x)}{2! \left(12 + \frac{1}{h_i(e)}\right)}$$

für den eingespannten, bzw.

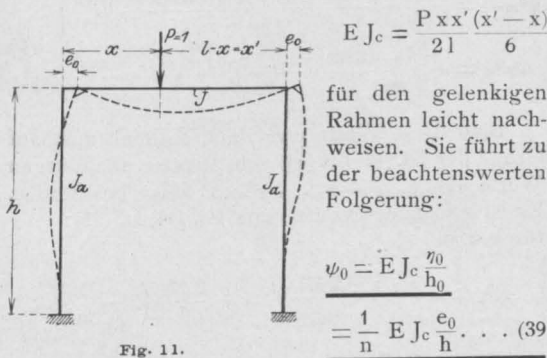


Fig. 11.

$$E J_c = \frac{P x x' (x' - x)}{2! \cdot 6}$$

für den gelenkigen Rahmen leicht nachweisen. Sie führt zu der beachtenswerten Folgerung:

$$\psi_0 = E J_c \frac{\eta_0}{h_0} = \frac{1}{n} E J_c \frac{e_0}{h} \dots (39)$$

Diese Gleichung besagt, daß, wenn die Stützung eine gleichmäßig verteilte Widerstandsfähigkeit — $J_a = \frac{1}{2} J_i$ — aufweist, die wagerechte Verschiebung des n -feldrigen Rahmens η_0 nur $\frac{1}{n}$ derjenigen des einfeldrigen beträgt.

Eine weitere Eigentümlichkeit der Gl. (36) besteht darin, daß alle Werte φ' untereinander gleich sind. Es ist in der Tat:

$$\varphi'_0 = \varphi'_1 = \varphi'_2 = \dots = \varphi'_n = \frac{1}{\frac{2}{3} + \frac{2 h_i(e)}{1}} \dots (40)$$

bzw.

$$\varphi'_0 = \varphi'_1 = \varphi'_2 = \dots = \varphi'_n = \frac{1}{1 + 4 \cdot \frac{h_i(g)}{1}} \dots (40a)$$

Mithin auch:

$$Y'_m = -X'_m = + \frac{6 \varphi'}{1} = \frac{6}{\frac{2}{3} + 2 h_i(e)} \dots (41)$$

bzw.

$$Y'_m = -X'_m = + \frac{6 \varphi'}{1} = \frac{6}{1 + 4 h_i(g)} \dots (41a)$$

Die zu diesen Momenten gehörige Biegelinie bildet also eine regelmäßige Welle von der Länge $\lambda = \frac{1}{2}$ (Fig. 12). Bei gänzlicher und gleichmäßiger Belastung eines Feldes heben sich daher die positiven und negativen Flächenteile auf, d. h. es kann eine Verschiebung der Knotenpunkte weder nach rechts noch nach links erfolgen. Ein Tragwerk mit gleichmäßiger Stützung

und Gliederung weist somit, insofern nur volle Belastung der einzelnen Felder in Betracht kommt, den gleichen Spannungszustand wie ein Rahmen mit unverrückbaren Knotenpunkten auf⁹⁾.

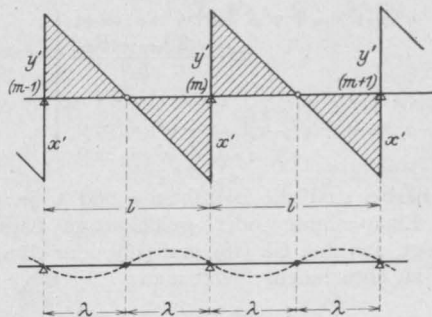


Fig. 12.

Es sei schließlich erwähnt, daß die Gleichung auch dann, wenn die Bedingung $h_a = 2 h_i$ nicht erfüllt ist, zur Berechnung des Einflusses von ψ_0 benutzt werden kann. Es muß nur die Felderanzahl n hinreichend groß sein. Bei kleiner Felderanzahl hingegen übt das Verhältnis $\frac{h_a}{h_i}$, wie in den vorstehenden Beispielen gezeigt, einen nicht zu unterschätzenden Einfluß auf die Spannungsverteilung aus. Da in solchen Fällen die Annahme $h_a = 2 h_i$ selten zutrifft, so wird man auf das vorhin entwickelte allgemeine Verfahren zur Ermittlung der Einflußlinie von ψ_0 zurückgreifen müssen.

§ 5. Die Einflußlinien der Stützenmomente.

Entsprechend der grundlegenden Beziehung

$$\varphi_m = \varphi^0_m + \psi_0 \cdot \varphi'_m$$

kann man auch die Stützenmomente allgemein in der Form

$$X_m = X^0_m + \psi^0 \cdot X'_m,$$

$$Y_m = Y^0_m + \psi_0 \cdot Y'_m.$$

darstellen. Zur Bestimmung der X - oder Y -Linie ist somit, wenn die ψ_0 -Linie bereits ermittelt ist, nur noch die Errechnung der Einflußlinien der Grundwerte X^0 , Y^0 erforderlich. Um zuvor die Größen φ^0 zu erhalten, nehmen wir zuerst an, es sei nur das m -te Feld belastet. Die Hauptelastizitätsgleichungen lauten dann in allgemeiner Fassung

⁹⁾ Diese Eigentümlichkeit ist in allen in den Tafeln I und II für den Fall $h_a = 2 h_i$ angegebenen Werten zu erkennen.

$$\left. \begin{aligned} q^0_0 \beta_0 + q^0_1 \alpha_1 &= 0 \\ q^0_0 \alpha_1 + q^0_1 \beta_1 + q^0_2 \alpha_2 &= 0 \\ \dots \dots \dots \\ q^0_{m-2} \alpha_{m-1} + q^0_{m-1} \beta_{m-1} + q^0_m \alpha_m \\ &= \frac{2 R_m - L_m}{l_m^2} \\ q^0_{m-1} \alpha_m + q^0_m \beta_m + q^0_{m+1} \alpha_{m+1} \\ &= -\frac{2 L_m - R_m}{l_m^2} \\ \dots \dots \dots \\ q^0_{n-2} \alpha_{n-1} + q^0_{n-1} \beta_{n-1} + q^0_n \alpha_n &= 0 \\ q^0_{n-1} \alpha_n + q^0_n \beta_n &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \quad (42)$$

Hierbei sind die Beizahlen α und β , je nach dem Einspannung oder gelenkartige Lagerung vorliegt, aus den Gl. (18) und (19) oder (18a) und (19a) zu entnehmen. Setzt man

$$\left. \begin{aligned} \text{für } k < m \quad q^{0k-1} &= -\frac{1}{z_k} \\ \text{für } k > m \quad q^{0k+1} &= -\frac{1}{z'_{k+1}} \end{aligned} \right\} \dots \quad (43)$$

so kann auch geschrieben werden:

$$\alpha_k \cdot \frac{q^{0k-1}}{q^{0k}} + \beta_k + \alpha_{k+1} \cdot \frac{q^{0k+1}}{q^{0k}} = -\frac{\alpha_k}{z_k} + \beta_k - \alpha_{k+1} \cdot z_{k+1} = 0,$$

bzw.

$$+\alpha_k \cdot \frac{q^{0k-1}}{q^{0k}} + \beta_k + \alpha_{k+1} \cdot \frac{q^{0k+1}}{q^{0k}} = -\alpha_k \cdot z'_k + \beta_k - \frac{\alpha_{k+1}}{z'_{k+1}} = 0.$$

Hieraus folgt die rekursive Formel:

$$z_{k+1} = \frac{\beta_k - \frac{\alpha_k}{z_k}}{\alpha_{k+1}} \quad z'_k = \frac{\beta_k - \frac{\alpha'_{k+1}}{z'_{k+1}}}{\alpha_k} \dots \quad (44)$$

Die Anfangswerte sind:

$$z_1 = \frac{\beta_0}{\alpha_1}, \quad z'_n = \frac{\beta_n}{\alpha_n} \dots \dots \quad (44a)$$

Für das belastete Feld ergibt sich insbesondere:

$$\begin{aligned} q^0_{m-2} \alpha_{m-1} + q^0_{m-1} \beta_{m-1} + q^0_m \alpha_m \\ = q^0_{m-1} \left(\beta_{m-1} - \frac{\alpha_{m-1}}{z_{m-1}} \right) + q^0_m \alpha_m = \frac{2 R_m - L_m}{l_m^2} \\ q^0_{m-1} \alpha_m + q^0_m \beta_m + q^0_{m+1} \alpha_{m+1} \\ = q^0_{m-1} \alpha_m + q^0_m \left(\beta_m - \frac{\alpha_{m+1}}{z_{m+1}} \right) = -\frac{2 L_m - R_m}{l_m^2} \end{aligned}$$

Beachtet man nun, daß für $P_m = 1$

$$L_m = 1 \cdot \frac{x x'}{6 l_m} (l_m + x) = \frac{l_m^3}{6} \left(\frac{x}{l_m} - \frac{x^3}{l_m^3} \right) = \frac{l'_m}{6} \omega_D$$

$$R_m = 1 \cdot \frac{x x'}{6 l_m} (l_m + x') = \frac{l_m^3}{6} \left(\frac{x'}{l_m} - \frac{x'^3}{l_m^3} \right) = \frac{l'_m}{6} \omega'_D$$

so liefern letztere Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} q^0_{m-1} z_m + q^0_m &= \frac{l_m}{6 \alpha_m} (2 \omega'_D - \omega_D) \\ q^0_{m-1} \alpha_m + q^0_m z'_m &= -\frac{l_m}{6 \alpha_m} (2 \omega_D - \omega'_D) \end{aligned} \right\}$$

oder:

$$\left. \begin{aligned} q^0_{m-1} &= \frac{l_m}{6 \alpha_m} \frac{(2 \omega'_D - \omega_D) z'_m + (2 \omega_D - \omega'_D)}{z_m z'_m - 1} \\ q^0_m &= -\frac{l_m}{6 \alpha_m} \frac{(2 \omega_D - \omega'_D) z_m + (2 \omega'_D - \omega_D)}{z_m z'_m - 1} \end{aligned} \right\} \quad (45)$$

Sind diese Werte errechnet, so kann man auf Grund der Gl. (42) bis (44) schrittweise alle übrigen Werte $q^0_{m-3}, q^0_{m-2}, \dots, q^0_{m+1}, q^0_{m+2}$ bestimmen. Es ist nun andererseits nach Gl. (14) u. (15):

$$\begin{aligned} X^0_k &= -\frac{4 q^{0k} + 2 q^{0k-1}}{l'_k} = -\frac{2 q^{0k}}{l'_k} \left(2 - \frac{1}{z_k} \right) \\ Y^0_{k-1} &= +\frac{2 q^{0k} + 4 q^{0k-1}}{l'_k} = +\frac{2 q^{0k}}{l'_k} \left(1 - \frac{2}{z_k} \right) \\ \frac{Y^0_{k-1}}{X^0_k} &= -\left(\frac{z_k - 2}{2 z_k - 1} \right) = -\frac{1}{\zeta_k} \dots \quad (46) \end{aligned}$$

und für $k > m$

$$\begin{aligned} Y^0_k &= \frac{4 q^{0k} + 2 q^{0k+1}}{l'_{k+1}} = \frac{2 q^{0k}}{l'_{k+1}} \left(2 - \frac{1}{z'_{k+1}} \right) \\ X^0_{k+1} &= -\frac{2 q^{0k} + 4 q^{0k+1}}{l'_{k+1}} = -\frac{2 q^{0k}}{l'_{k+1}} \left(1 - \frac{2}{z'_{k+1}} \right) \\ \frac{X^0_{k+1}}{Y^0_k} &= -\left(\frac{z'_{k+1} - 2}{2 z'_{k+1} - 1} \right) = -\frac{1}{\zeta'_{k+1}} \quad (46a) \end{aligned}$$

Durch die Werte ζ_k und ζ'_{k+1} ist ein von der Belastung unabhängiges Verhältnis der Stützenmomente festgelegt. Die Geraden g_m , welche die Momentenfläche begrenzen, gehen somit links vom belasteten Felde durch einen Festpunkt L'_k , rechts von demselben durch einen Festpunkt R'_{k+1} hindurch¹⁰⁾. Die Ordinaten dieser Festpunkte in bezug auf die Auflagersenkrechten sind nach Fig. 13

¹⁰⁾ Zur Bestimmung dieser Festpunkte kann auch das bekannte graphische Verfahren von W. Ritter mit Vorteil angewendet werden. Vergl. W. Ritter, „Anwendung der graphischen Statik“ (1890) T. III S. 129 u. folg.

Aus den zeichnerisch ermittelten Strecken λ und ϱ lassen sich auch dann umgekehrt die für die weitere Untersuchung erforderlichen Werte ζ und z , auf Grund der Formeln

$$\zeta_k = \frac{l_k - \lambda_k}{\lambda_k}, \quad \zeta'_{k+1} = \frac{l_{k+1} - \varrho'_{k+1}}{\varrho'_{k+1}}$$

$$z_k = \frac{1 - 2 \zeta_k}{2 - \zeta_k}, \quad z'_{k+1} = \frac{1 - 2 \zeta'_{k+1}}{2 - \zeta'_{k+1}}$$

leicht ableiten.

für den linken Festpunkt L'_k :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_k &= l_k \frac{1}{1 + \zeta_k}, & \lambda'_k &= l_k \frac{\zeta_k}{1 + \zeta_k} \\ \text{für den rechten Stützpunkt } R'_{k+1}: \\ \varrho_{k+1} &= l_{k+1} \frac{\zeta'_{k+1}}{1 + \zeta'_{k+1}}, & \varrho'_{k+1} &= l_{k+1} \frac{1}{1 + \zeta'_{k+1}} \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

$$Y^0_k = X^0_k \left(1 + \frac{2}{3} \frac{l'_k}{h'_k} \frac{2\zeta_{k-1}}{\zeta_k} \right)$$

oder

$$\frac{X^0_k}{Y^0_k} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{l'_k}{h'_k} \frac{2\zeta_{k-1}}{\zeta_k}} = \mu'_k \quad \dots \quad (48)$$

Es ist ferner für den eingespannten Rahmen: Wenn $k > m$, so erhält man

$$X^0_k - Y^0_k = \frac{4 \varphi^0_k}{h'_k}$$

oder

$$Y^0_k = X^0_k - \frac{4 \varphi^0_k}{h'_k}$$

$$X^0_k = Y^0_k + \frac{4 \varphi^0_k}{h'_k} = Y^0_k + \frac{4 l'_{k+1}}{6 h'_k} (2 Y^0_{k+1} + X^0_{k+1})$$

$$= Y^0_k \left(1 + \frac{2}{3} \frac{l'_{k+1}}{h'_k} \frac{2\zeta'_{k+1} - 1}{\zeta'_{k+1}} \right)$$

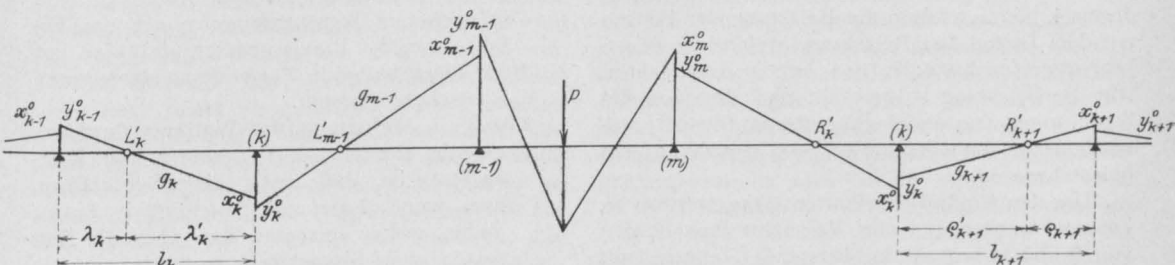


Fig. 13.

Hierin kann für φ^0_k , wenn $k < m$, der Wert und daher auch

$$\varphi^0_k = -\frac{l'_k}{6} (Y^0_{k-1} + 2 X^0_k) = -\frac{l'_k}{6} X^0_k \left(2 - \frac{1}{\zeta_k} \right)$$

$$\frac{Y^0_k}{X^0_k} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{l'_{k+1}}{h'_k} \frac{2\zeta'_{k+1} - 1}{\zeta'_{k+1}}} = \mu'_k \quad (49)$$

eingesetzt werden. Es ist dann

(Fortsetzung folgt.)

DIE NEUESTEN VERÖFFENTLICHUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Von den Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sind 3 neue Hefte erschienen:

Heft 31, die Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes des Eisens im Beton, unter besonderer Berücksichtigung des Schlackenbetons enthaltend, welche in den Jahren 1908—1914 an der Dresdener Versuchsanstalt ausgeführt worden sind¹⁾.

Heft 32, die Probelastungen der Decken behandelnd, ausgeführt in dem Lichterfelder Materialprüfungsamt bzw. von seiten der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin²⁾.

¹⁾ Bericht erstattet von Geheimen Hofrat Prof. Scheit und Professor Dipl.-Ing. Wawrzyniok, unter Mitwirkung von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Amos, Berlin 1915. W. Ernst u. Sohn. Preis 8 M.

²⁾ Teil I von Prof. M. Gary, Teil II von Geh. Reg.-Rat Direktor Prof. M. Rudeloff, Berlin 1915, W. Ernst u. Sohn. Preis 2,0 M.

Heft 34, den vierten Teil der Versuche mit Eisenbeton-Säulen bringend, Fortsetzung zu Heft 5, 21 u. 28³⁾.

Die erste der vorgenannten Arbeiten sucht in systematisch wissenschaftlicher Weise die bereits in ungezählten Arbeiten behandelte Frage des Verhaltens des Eisens im Beton zu klären. Im besonderen waren in den Kreis der Untersuchungen zu ziehen: der Einfluß a) der Zuschlagstoffe des Betons, b) der Oberflächenbeschaffenheit des Eisens, c) der Plattenstärke und des Überdeckungsmaßes, d) von Rissen im Beton, e) von Atmosphärrillen, im besonderen von einer Wechselwirkung von Wasser und Luft, f) von wechselnder Be-

³⁾ Bericht erstattet von Geh. Reg.-Rat, Direktor Prof. M. Rudeloff: Erfahrungen bei der Herstellung von Eisenbetonsäulen. Längenveränderungen der Eiseneinlagen im erhärteten Beton. Berlin 1915, W. Ernst u. Sohn. Preis 2,40 M.

lastung unter wechselseitiger Einwirkung von Wasser und Luft.

Zu den hiernach ausgeführten Versuchen wurden Eisenbetonplatten benutzt von 2,00 m L. W. und 50 cm Breite. Zur Erzielung von Rissen wurden die Platten zunächst vor- und überbelastet und hierauf in Dauerversuchsanlagen eingebaut. Alsdann wurde eine Anzahl der Versuchskörper ruhender Belastung, eine Anzahl einer wechselnden Be- und Entlastung ausgesetzt. Die zuerst auf ein Jahr in Aussicht genommene, alsdann — weil noch keine ausreichenden Ergebnisse vorlagen — auf die gleiche Zeit verlängerte Versuchsdauer wurde später noch um weitere zwei Jahre hinausgeschoben. In den beiden ersten dieser 4 Jahre erfolgte die Belastung der Platten mit dem Drittel der Belastung, welche die Risse hervorgerufen hatte; in den letzten zwei Jahren war die Belastung so gewählt, daß die Eiseneinlagen, unter Zugrundelegung der amtlichen preußischen Hochbauvorschriften, mit je 1000 kg/qcm belastet waren.

Um den Einfluß der Plattenstärke erörtern zu können, wurden für alle Versuchsreihen Platten von 8 und 14 cm Stärke verwendet, erstere mit 8-mm-Eisen und 1 cm Überdeckung, letztere mit 10-mm-Eisen und 2 cm Betonsicherung.

Als Betonarten wurden benutzt: 1. Kiesbeton 1:4, 2. Bimsbeton 1 Zement:2 Sand:4 Bimskies, 3. Schlackenbeton und zwar

a) 1 Zement:2 granulierter Hochofenschlacke:4 Bimskies,

b) 1 Zement:2 granulierter Hochofenschlacke:4 Gasschlacken-Schotter,

c) 1 Zement:2 granulierter Hochofenschlacke:4 Hochofenschlacken-Schotter,

d) 1 Zement:4 Lokomotivlösche, und zwar überall nach Raumteilen.

Die Oberfläche des Eisens war entweder rostfrei mit Walzhaut, oder rostig — aber ohne Blätterrost, oder blank, d. h. von der Walzhaut befreit. Nach Überlastung der Platten und Erzielung von Rissen wurden je 18 Platten jeder Art in die Dauerversuchsanlagen eingebaut, und zwar ein erstes Drittel von ihnen unter ruhender Belastung im Freien, aber geschützt, ein zweites ebenso, aber allen Witterungseinflüssen ausgesetzt, das letzte unter dauernder Be- und Entlastung im geschlossenen Raume, jedoch dem wechselnden Einflusse von Wasser und Luft ausgesetzt. Während der Beanspruchung in den Dauerversuchsanlagen wurden die Probeplatten fortlaufend beobachtet, um etwaige äußerliche Veränderungen oder Durchbiegungen festzustellen. Nach Abschluß der Versuche wurden die Eisen durch Ausstemmen des Betons freigelegt und der Grad des Rostansatzes (rostfrei, Rostspuren, Rostanflug, schwacher Rostansatz, starker Rostansatz, Rostkuppen und Blätterrost) festgelegt.

Wegen der im einzelnen verwendeten Baustoffe und deren geprüfter Eigenschaften, ebenso wegen der Herstellung der Probekörper und der eigentlichen Versuchsausführung sei auf Heft 31 selbst verwiesen.

Die sehr bemerkenswerten Versuchsergebnisse werden von den Verfassern der Veröffentlichung (vergl. Anm. 1) in 6 Leitsätzen zusammengefaßt. Diese besagen, daß

1. sich keine Anhaltspunkte dafür ergeben haben, daß die benutzten Zuschlagstoffe ein Rosten des Eisens veranlaßt haben, daß der poröse Beton das Rosten stark begünstigt, dichter Beton dieses aber sowie ein Weiterrosten wirksam verhindert. Auch hat sich in weiterer Übereinstimmung mit den Erfahrungen der Praxis gezeigt, daß eine gut am Eisen haftende Zementhaut einen guten Rostschutz darstellt.
2. daß die Erhaltung der Walzhaut durchaus günstig für eine Verhinderung von Rostansätzen ist, daß rostig eingelegetes Eisen nur, wenn Luft und Feuchtigkeit Zutritt finden, weiter verrostet, daß aber ein Entrosten von Eisenstäben trotz der gerade hierauf gelenkten Aufmerksamkeit bei der Versuchsbewertung niemals beobachtet wurde,
3. daß keine unmittelbaren Anhaltspunkte sich dafür ergeben haben, daß Plattenstärke und Überdeckungsgröße den Rostschutz des Eisens beeinflussen, wenn auch die Vermutung naheliegt, daß bei porösem Beton naturgemäß eine starke Betonüberdeckung günstig einwirken wird,
4. daß die Betonrisse, entstanden durch die starke Überlastung und dementsprechend in erheblicher Weite und Länge aufgetreten, durch den Hinzutritt von Luft und Feuchtigkeit das Rosten um so mehr befördern, je weiter sie klaffen,
5. daß je häufiger Luft und Wasser mit dem Eisen in wechselnde Berührung treten, um so stärker auch die Rosterscheinungen auftreten,
6. daß endlich die periodische Ent- und Belastung der Platten keine unmittelbare ungünstige Beeinflussung der Rostbildung in sich schließt, daß aber mittelbar durch die Erweiterung der vorhandenen Risse immerhin die Rostbildung naturgemäß befördert wird.

Mit Recht ziehen die Verfasser aus diesen Versuchsergebnissen, die sich vollkommen den Erfahrungen der Baupraxis anschließen und diese bestätigen, die — bekannte — Schlußfolgerung, daß ein möglichst dichter Beton wegen seines Rostschutzes in der Praxis zu verwenden ist und daß wegen der erwiesenen Ge-

fährlichkeit der Biegerisse auf den Bestand des Eisens diese durch geeignete Bemessung und Ausbildung der Plattenquerschnitte, soweit erreichbar, auszuschließen sind.

Ein Teil der Versuchsplatten soll noch weitere 6 Jahre unter ruhender Last teils geschützt im Freien, teils den Witterungseinflüssen ausgesetzt, beobachtet und alsdann beurteilt werden.

Heft 32 beschäftigt sich mit der Probebelastung der Decken. Diese Versuche, z. T. im Lichterfelder Materialprüfungsamt, z. T. von seiten der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin ausgeführt, sind dadurch begründet und notwendig geworden, daß in die neuen Eisenbeton-Bestimmungen voraussichtlich Vorschriften über Probebelastungen der Decken aufgenommen werden und die Frage, trotz vielen vorliegenden Materials, noch nicht als genügend geklärt erachtet wurde, welche Lasten hier aufzubringen seien und unter welchen Umständen das Ergebnis einer Probebelastung als befriedigend zu betrachten ist. Es waren demgemäß die Fragen zu beantworten: Wie hoch ist die Probelast zu bemessen, und wann ist die Probebelastung als gelungen anzusehen? Hierbei wird davon grundlegend auszugehen sein, daß alle Probebelastungen auf das notwendig geringste Maß zu beschränkt sind ($1\frac{1}{2}$ fache Nutzlast z. B. bei vielen Baupolizeibehörden) und eine Decke nur alsdann als sicher anzusehen ist, wenn die bleibenden Durchbiegungen zu den gesamten Durchbiegungen in einem bestimmten Verhältnisse stehen. Um diese für die Baupraxis hochbedeutsamen Fragen zu klären, nahm das Lichterfelder Materialprüfungsamt die Prüfung einer Anzahl von Eisenbetondecken verschiedenster Konstruktion vor und zwar nach einheitlichem Plane. Bei diesem war besonders auf eine tatsächlich gleichmäßige Belastung der Decke und die Ermittlung der Durchbiegung unter steigender Last Rücksicht genommen.

Sieben der geprüften Decken lagen auf zwei Seiten frei auf, bei ihnen handelte es sich also um den ungünstigsten Fall einer Streifenbelastung, während eine Decke die Form einer kontinuierlich durchgeführten Platte aufwies, eine andere auf allen 4 Seiten aufgelagert war. Die meisten Decken wurden bis zum Bruche, nur 3 mit vorgeschriebener Höchstlast beansprucht und dann wieder entlastet (Decke I, III u. IV). Geprüft wurden: Eisenbeton-Hohlsteindecken ganz verschiedener Bauart (I u. II), eine normale Eisenbeton-Rippenbalkendecke (III), eine kastenförmige Verbunddecke (IV), eine Steineisendecke (V), eine Decke aus Guß-Eisenbeton (VI), eine Rohrzellendecke (VII), zwei Hohlkörper-Steineisendecken (VIII u. IX) — im ganzen also 9 Decken. Eine wertvolle Ergänzung erfuhren diese Versuche durch

13 von der Monier-Gesellschaft in Berlin in den Jahren 1897—1913 ausgeführte und von ihr probeweise belastete Decken.

Da die einzelnen Versuche unter sich wenig vergleichbar sind, so lassen sich auch allgemeine Schlüsse noch nicht ziehen. Nur das eine sehr bemerkenswerte Ergebnis verlangt allgemeinere Würdigung, daß bei keinem Versuche eine größere bleibende Durchbiegung als 0,5 cm — meist aber sehr viel weniger, festgestellt wurde.

Das Verhältnis der bleibenden Durchbiegung zur gesamten betrug bei Decke I $< \frac{1}{6}$, bei III $< \frac{1}{10}$, bei IV = 0, bei Belastung des Mittelfeldes und der Seitenfelder für sich, bei Totalbelastung in allen 3 Feldern $< \frac{1}{10}$.

Die Prüfung der „Monier-Gesellschaft“ erstreckt sich vorwiegend auf Koenensche Voutenplatten, alsdann auf normale Eisenbetondecken, z. T. mit Bulbeisen bewehrt, endlich auf eine kontinuierliche Decke aus Koenenschen Voutenplatten, die Geheimrat Prof. Rudeloff im Jahre 1905 im Materialprüfungsamt in Lichterfelde untersuchte. Alle die erstgenannten Decken zeigten wiederum nur sehr geringe bleibende Durchbiegungen von 0,58 bis 0,04 cm nach der Entlastung; ebenso ergaben sich bei der letzten, über 6 Felder gespannten Decke nur Durchbiegungen von wenigen Millimetern; zugleich ließ aber dieser letztere Versuch mit besonderer Deutlichkeit erkennen, daß — wenn man über die Größe der Formänderungen ein sicheres Urteil gewinnen will, die Messungen in demselben Felde auf mehrere Querschnitte auszudehnen sind.

Der vierte Teil der Lichterfelder Säulenversuche — Heft 34 — behandelt in seinem ersten Teile: Erfahrungen bei der Herstellung von Eisenbetonsäulen. Auf Grund der bisher von Direktor Geheimrat Prof. Rudeloff veröffentlichten früheren Teile der vorliegenden Arbeit ist der Einfluß des Eisens auf die Steigerung der Säulenfestigkeit durch die Bewehrung nur durch den Unterschied zwischen den absoluten Festigkeitszahlen der unbewehrten und bewehrten Säule gleichen Querschnittes zu beurteilen. Da nun die bisher vorliegenden Versuche erkennen lassen, daß die Betonfestigkeit in der bewehrten Säule geringer ist als in der unbewehrten, so setzt sich der Einfluß der Eiseneinlagen zusammen aus einer Steigerung der Säulenfestigkeit durch die Bewehrung und einer Verminderung dieser infolge verminderter Betonfestigkeit gegenüber einem gleichen Betonkörper ohne Eisen. Nun erscheint es nicht möglich, die tatsächliche Betonfestigkeit an den der bewehrten Säule entnommenen Druckproben einwandfrei zu bestimmen. Rudeloff schlägt deshalb vor, die oben erwähnten beiden Einflüsse dadurch zu verfolgen, daß man zunächst die Festigkeitssteigerung durch die Bewehrung, vermindert um die Festigkeitsabnahme des Betons durch das Bewehren,

unmittelbar bestimmt, um dann aus ihm die Größe der beiden Einflüsse angenähert abzuleiten. Hierbei bleibt allerdings die Frage offen über das Verhältnis der Einflüsse der Längs- und der Querbewehrung; aber auch diese Frage läßt sich nach Rudeloff lösen durch Versuche mit längs- und querbewehrten und dann nur querbewehrten Säulen. In welcher Weise dies auszuführen ist, kann aus dem in Fig. 1 dargestellten schematischen Diagramm ersehen werden. In ihm bedeutet P_1P_2 die konstante Prismenfestigkeit des unbewehrten Betons, bcd die Festigkeit entsprechender mit den als Ordinaten aufgetragenen $\%$ (ob', oc', ...) bewehrter Verbundsäulen. Verlängert man diese Kurve nach rückwärts bis a , so ergibt die schraffierte Fläche die Festigkeitssteigerungen infolge der Bewehrung, und die Strecke oa die Festigkeit des Betons in den bewehrten Säulen. Bei der Ordinate nn' ist die Prismenfestigkeit des unbewehrten Betons wieder erreicht; bei einem Bewehrungsprozent $= on'$ ist also die Festigkeitsverminderung des Betons ebenso groß, als die Steigerung der Festigkeit durch

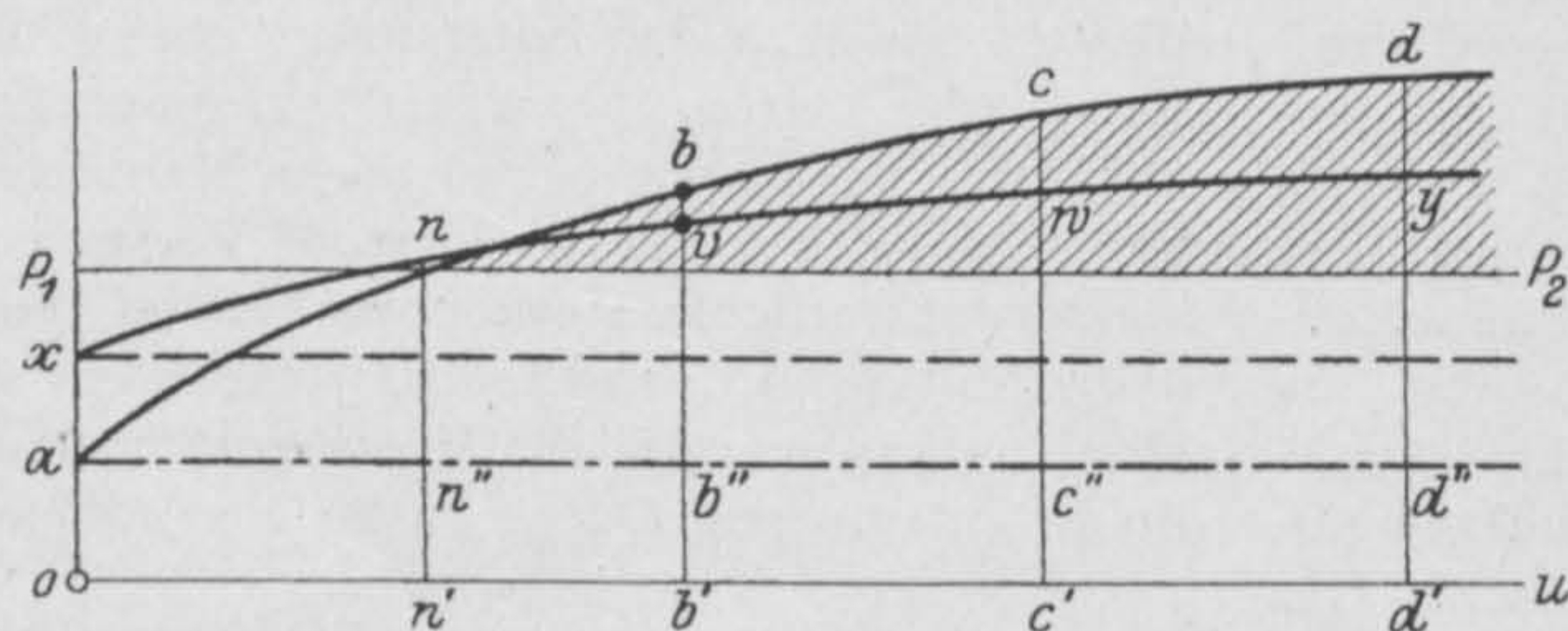


Fig. 1.

die Bewehrung. Stellt Kurve $xvw y$ die Festigkeiten nur querbewehrter Säulen dar, deren Querbewehrungen dieselben sind wie in den vollbewehrten Säulen, so ergeben sich die Festigkeitssteigerungen hierdurch in den Ordinaten $b''v$, $c''w$, $d''y$ Jedenfalls läßt das Diagramm erkennen, daß Versuchsergebnisse erzielbar sind aus denen die voranstehenden Einflußverhältnisse abgelesen werden können. Ehe derartige Versuche aber angestellt werden, war noch die Frage zu entscheiden, ob es tatsächlich möglich ist, Säulen mit ausschließlicher Querbewehrung in sachgemäßer Weise herzustellen. Über die zu diesem Zwecke angestellten Versuche berichtet Rudeloff in Heft 34. Hierbei war davon auszugehen, daß man ohne besondere Montage-Längseisen naturgemäß nicht auszukommen vermochte, daß diese aber ohne statische Bedeutung sind, sobald sie keine in Betracht kommende Knickfestigkeit besitzen. Demgemäß wurden die Bügel bzw. die Spiralbewehrung bei Herstellung des Säulengerippes und der Säulenkörper selbst durch dünne, straff gespannte Drähte, an die sie angedrahtet

waren, fest und in bestimmter Entfernung gehalten. Hergestellt und geprüft wurden insgesamt 8 Säulen mit quadratischem Grundriß $30 \cdot 30$ cm. Die ersten Versuche ließen erkennen, daß einmal die z. T. verwendeten Längsdrähte von nur 1 mm zu dünn waren und beim Stampfen der Säule zerrissen, daß ferner das bloße Anbinden der Bügel gegen die straff gespannten Längsdrähte trotz bester Ausführung keine ausreichende Sicherheit bot; deshalb wurden bei weiteren Probesäulen die Längsdrähte halb bzw. ganz um die Querbügel herumgebogen. Es zeigte sich, daß erstere Anordnung bereits durchaus genügte (Fig. 2). Die Anwendung dieses Verfahrens ist demgemäß auch für die weiteren Versuche in Aussicht genommen.

Da die Gründe, welche die geringere Betonfestigkeit der bewehrten Betonsäulen gegenüber unbewehrten u. U. in einer Entmischung des Betons bei der Säulenherstellung gesucht werden können, wurde auch eine diesbezügliche Untersuchung angeschlossen; zu diesem Zwecke wurden gleichartige Säulen früherer Versuche mit

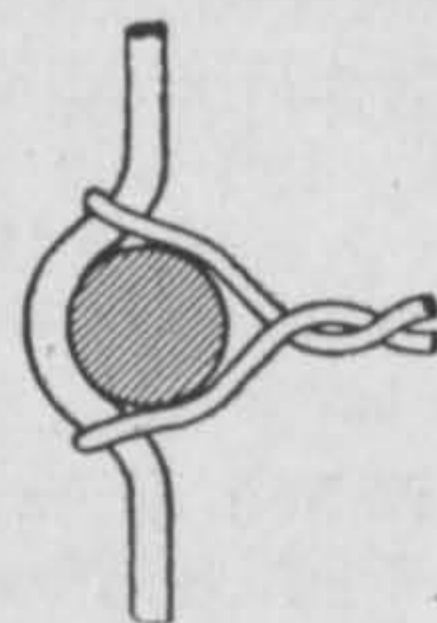


Fig. 2.

und ohne Bewehrung durchgeschnitten und ihr Gefüge eingehend untersucht und verglichen. Tatsächlich zeigte sich hierbei, daß bei der bewehrten Stütze die größeren Steinstückchen von 25 cm durch die einen normalen Abstand von 30 cm zeigenden Querbewehrungsringe nicht hindurchgegangen waren, und daß die Schale daher wesentlich feinere Körnung zeigte als der Kern; bei der nichtbewehrten Säule war dies nicht der Fall. Für die bewehrte Säule ergibt sich aber aus der ungleichmäßigen Kernbeschaffenheit eine nicht gleichmäßige Belastungsverteilung, namentlich eine spezifisch höhere Beanspruchung des Kerns. Daß eine solche Entmischung des Betons, dadurch, daß die Querbewehrung die groben Teile zurückhält, bei enger Querbewehrung stets zu erwarten steht, wurde dann noch durch einen unmittelbaren Versuch von Rudeloff nachgewiesen, indem eine Säule 17 Stunden nach beendetem Stampfen teilweise entschalt und der Beton im Innern und in der Schale von Zement befreit und alsdann der Restbestand gesiebt wurde.

Endlich können auch Hohlräume neben bzw. unter den Eiseneinlagen den Grund für die verrin-

gerte Betonfestigkeit der bewehrten Konstruktionen bilden. Um hierüber Klarheit zu erhalten, wurden Säulen liegend gestampft. Querschnitte durch die fertigen Körper ließen hier deutlich Hohlräume, sowohl unter den Längseisen als auch unter den Querverbindungen erkennen. Das gleiche zeigte sich dann auch bei Längsschnitten durch ältere, sehr sorgfältig mit weichem Beton stehend gestampfte Säulen; fast unter allen Schnittflächen der Ringe waren hier Hohlräume deutlich wahrnehmbar. Es ist mithin durchaus nicht ausgeschlossen, daß durch Bildung solcher Hohlräume ein Teil des Festigkeitsherabganges des Betons in der bewehrten Säule sich erklärt.

Angeschlossen ist an Heft 34 noch eine kürzere Abhandlung von Rudeloff über Längenänderungen der Eiseneinlagen im erhärtenden Beton. Die hier angestellten Versuche geben der früher von Rudeloff ausgesprochenen Ansicht durchaus recht, daß die Längenänderungen der Längs-

eisen in der Verbundsäule nach dem Entlasten — Verkürzungen in Säulenmitte, Verlängerungen am Säulenende — sich dadurch erklären, daß die Längseisen infolge des Schwindens des an ihnen haftenden und an der Luft erhärtenden Betons unter Druckspannung kommen, daß diese Druckspannungen beim Belasten der Säule an ihrem Ende aber infolge der hier am meisten sich vermindernden Verbundwirkung beseitigt werden und nunmehr die Eisen hier sich bemühen, in ihre ursprüngliche Lage vor dem Betonieren zurückzukehren.

Auch diese, vorstehend nur kurz behandelten 3 neuen Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton lassen wiederum die großzügige Stellung seiner Aufgaben und ihre zielbewußte, für die Praxis reiche Ergebnisse liefernde Durchführung erkennen. Vivant sequentes!
M. F.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

2. Prüfung und Untersuchung.

Einfluß des Alters auf die Festigkeit von Beton. Mitteilung über Versuche von H. Burchartz. Tonindustrie-Zeitung 1915. Nr. 87.

Über die Eigenschaften der Trasse. Von Professor Dr. P. Rohland, Stuttgart. Es werden die chemischen Zusammensetzungen und die chemischen Vorgänge beim Abbinden der Traßmörtel untersucht, z. T. unter Benutzung der Versuche von Unna. Die Vorteile solcher Mörtel für Festungs-, Wasser- und Talsperrenbauten werden eingehend besprochen. Zeitschrift für den Betonbau 1915. Heft 7 u. 8.

Versuche über die Zugfestigkeit bei allseitigem Wasserdruck. Von Dr.-Ing. Paul Fillunger, Professor am k. k. Technologischen Gewerbemuseum in Wien. Verfasser bespricht zunächst seine eigenen Versuche an Zementkörpern unter hohem Wasserdruck — Versuchseinrichtung und Versuchsergebnis werden mitgeteilt — und vergleicht diese Ergebnisse mit den bekannten Theorien und Versuchen zu dieser Frage. Mit Abb. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1915. Heft 29.

3. Wirtschaftliches.

Aus der Industrie der Steine für die „Industrie der Steine“. Von Professor M. Buhle, Dresden. Mit vielen Abbildungen werden eine große Zahl Maschinen für die Beförderung,

die Gewinnung und die Verarbeitung der verschiedensten Steine ausführlich beschrieben. Der Industriebau 1915. Heft V u. VI.

II. Theorie.

Eine Anwendung der Airyschen Spannungsfunktion zur Berechnung von Spannungsstörungen in scheibenartigen Körpern. Von Bauingenieur H. Linser, Assistent d. k. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien. Eine theoretische Abhandlung. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 30.

Die Berücksichtigung der Querschnittsveränderlichkeit bei der statischen Untersuchung gelenkloser Bögen. Von k. k. Bau- rat Leo Blondel. Von Regierungsbaumeister a. D. und Privatdozent Karl Bernhard ist für die Berechnung der Seitenöffnungen der Stubenrauchbrücke zu Oberschöneweide bei Berlin erstmals auf Grund der von Müller-Breslau gegebenen Theorie eine neue Berechnungsweise für die statische Untersuchung gelenkloser Bögen angewendet worden, bei dem jedoch die Veränderlichkeit der Abmessungen und der Trägheitsmomente in den einzelnen Bogenquerschnitten nur bedingt berücksichtigt wurde. Verfasser entwickelt nun die Anwendung dieses einfachen Verfahrens bei Berücksichtigung der Querschnittsveränderlichkeit. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 28.

Formung, Bemessung und statische Untersuchung von Brückenbögen. Von

Dipl.-Ing. L. Lilienfeld. Verfasser gibt in Anlehnung an sein Formungsverfahren des Dreigelenkbogens ein Entwurfsverfahren für den fest eingespannten Bogen. Der Brückenbau 1915. Heft 15.

Zur Frage der Verwendung vereinfachter Elastizitätsgleichungen bei der Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. Pirlet, Dozent a. d. Techn. Hochschule zu Aachen. Der Aufsatz hat in der Hauptsache den Zweck, eine gebräuchliche graphische Behandlung dieser wichtigen Aufgabe auf ihre rechnerische Grundlage zurückzuführen und dabei auch gleichzeitig die allgemeine Lösungsmethode klarzulegen. Der Eisenbau 1915. Nr. 7.

Bemessung von Säulenankern und Säulenfußplatten. Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Direktor der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann, Dresden. Theoretisch und mit Zahlenbeispiel wird die Berechnung der Abmessung der Grundplatte und der Verankerung gezeigt, wenn die zulässige Druckbeanspruchung des Grundwerks und die zulässige Zugbeanspruchung der Verankerung gegeben ist. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 62.

Hilfstabellen für den kontinuierlichen Träger mit gleicher Feldweite. Von Herm. Fuchs, Ingenieur, Dresden. Armierter Beton 1915. Heft 8.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eiseneinlagen im Beton. Es werden Angaben über den Umfang und die Durchführung der Versuche gemacht, die vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton in der Versuchsanstalt in Dresden unter besonderer Berücksichtigung des Schlackenbetons ausgeführt worden sind. Die wichtigsten Ergebnisse werden mitgeteilt. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 15.

Versuche mit Säulen aus Eisenbeton. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien. Zweck, Ausführung und Ergebnisse der Versuche werden kurz angeführt. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1915. Heft 33.

Weitere Versuche mit Säulen. Die bisher ausgeführten großen Säulenversuche an den verschiedensten Orten und mit den verschiedensten Versuchsprogrammen werden einer eingehenden statischen Besprechung unterzogen. Beton u. Eisen 1915. Heft 11.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

Die falsche Auslegung des § 14, Abs. 5 der Preussischen Bestimmungen für Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. Von Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen, Bromberg. Zeitschrift für den Betonbau 1915. Heft 7 u. 8. — L. 1915. 8, IV.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren-Bauunfälle.

— — —

2. Ausführungen im Hochbau.

Neubau des Lagerhauses Richter und Frenzel in Laim bei München. Von Gustav Schellenberger, Architekt, München. Die Ausführung ist bemerkenswert, da das Lagergut, bes. Rohre, wegen des hohen Gewichtes und der großen Längen besondere Raum- und Konstruktionsanforderungen stellt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1915. Heft 12/13.

Erbauung eines Aussichtsturmes in Eisenbeton. Von Ing. H. Kügler, Direktor der Tief- u. Betonbaugesellschaft m. b. H. u. Co., München, und Ing. Veith in gleicher Firma. Beschreibung eines rd. 36 m hohen Aussichtsturms auf der Ludwigshöhe in Ebersberg bei München. Der Turm zeigt im Äußeren vollständig die Durchbildung der Holzkonstruktion. Statische Berechnung und nähere Angaben über die Ausführung werden mitgeteilt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1915. Heft 12/13.

Vom Beton- und Eisenbetonbau auf der internationalen Baufach-Ausstellung zu Leipzig. Von Oberingenieur Hans Schäfer, Darmstadt. Mit Abb. werden sehr ausführlich die großen Betonbauten dieser Ausstellung, wie Betonhalle, österreichisches Haus, die Fürst-Schwarzenberg-Brücke und die Brücke im Zuge der Straße des 18. Oktobers sowie das Völkerschlachtdenkmal beschrieben. Viele Einzelheiten. Zeitschrift für den Betonbau 1915. Heft 7 u. 8.

Probebelastungen auf aufgeschüttetem Sandboden. Von Dr.-Ing. Johs. Thieme in Buxtehude. Die Ergebnisse zweier in Hamburg ausgeführter Probebelastungen werden mitgeteilt und die den bisherigen Ansichten widersprechende Tatsache, daß bei ein und derselben Pressung die größere Bodenfläche des Druckkörpers zur größeren Einsenkung führte, erklärt und rechnerisch begründet. Die Wirkung der üblichen Streifenfundamente, Grundplatten und des Schlämmens wird besprochen und auf die Wichtigkeit der Gründungsart hingewiesen, um ein ungleichmäßiges Setzen des Bauwerkes zu vermeiden. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 14.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn. Von H. Dürr, Oberingenieur der Firma Wayss u. Freytag, A.-G., Niederlassung Straßburg i. E. Beschreibung der für die Röchlingschen Eisen- und Stahlwerke, Völklingen, ausgeführten Anlage in Eisenbeton. Das Bauwerk besteht aus einer Bo-

genbrücke mit aufgehängter Fahrbahn über die Saar von 64,5 m lichter Weite und daran anschließend aus einer Reihe verschiedener Rahmen- gruppen von etwa 20—10 m Stützweite und einer dazwischenliegenden Bogenbrücke von 27,93 m Lichtweite. Die Durchbildung der Bauwerke im einzelnen, die statische Berechnung und Ausführung werden näher behandelt. Mit vielen Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915, Nr. 14.

Verbreiterung der Kyllbrücke in Kyllburg. Von Landesbauinspektor Becker in Trier, Die Verbreiterung, die so getroffen wurde, daß die Fußwege aus Eisenbeton einerseits auf einem 35 cm breiten Randstreifen des Stirnmauerwerks über den Gewölben, andererseits in dem als durchlaufender Träger ausgebildeten Geländer aufliegen, der für sich auf den Pfeilervorköpfen abgestützt wird, wird mit allen Einzelheiten und guten Abbildungen beschrieben. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 15.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Rammwirkung im Erdreich, Versuche auf neuer Grundlage. Von Dr.-Ing. Karl Zimmermann, Königl. Regierungsbaumeister, Horb a. Neckar. Es werden die zur Erforschung der tatsächlichen Wirkungsweise gerammter Pfähle im und auf das umgebende Erdreich angestellten Versuche mit Abbildungen näher beschrieben und die Ergebnisse mitgeteilt. Beton u. Eisen 1915, Heft 12/13.

Uferdeckwerke aus Eisen und Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister E. Schrag städt. Ingenieur in Nürnberg. Der Ersatz hölzerner Uferschutzwerke (Beschlächte) an der Rednitz in Nürnberg durch solche aus Eisen und Eisenbeton wird mit Abbildungen beschrieben. Die Pfähle bestehen aus breitflanschigen Differdinger Trägern, für die wagerechten Dielen werden solche aus Eisenbeton verwendet. Die Herstellung, insbesondere das Einspülen der untersten Diele und die Kosten werden ausführlicher besprochen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 15. Desgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 61.

Der Marseille-Rhone-Schiffahrts-Kanal. Von diesem neuen Großschiffahrtsweg zwischen

Marseille und der Rhone wird der 7,2 km lange Rove-Tunnel nach Entwurf, Ausführung und Kosten näher beschrieben. Dieser zweischiffige Kanaltunnel von 25 m lichter Weite wird mit Abbildungen beim Bauvorgang und fertigen Ausbau vorgeführt. Schweizerische Bauzeitung 1915. Bd. 66, Nr. 5.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Der Eisenbeton bei den Bauten der Eisenbahn. Eine allgemeine, ausführliche Abhandlung über die verschiedenen Bestimmungen, die Erfahrungen, Vor- und Nachteile bei der Anwendung des Eisenbetons für die Bauten der Eisenbahn d. i. für Brücken- und Unterbau, Oberbau und Eisenbahnhochbauten. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 32.

VI. Allgemeine Fragen.

Wahl zwischen Eisenbetonbrücke oder Eisenbrücke für eine Straßenüberführung. Von Dipl.-Ing. Fischmann, Düsseldorf. Verfasser wendet sich gegen den bei der Beschreibung der Straßenüberführung über die badische Hauptbahn im Bahnhof Friedrichsfeld angeführten Satz, daß die Brücke aus Ersparnisrücksichten in Eisenbeton und nicht in Eisen ausgeführt worden sei. Er stellt die Kosten der eisernen Brücke und aller Nebenarbeiten hierzu in Vergleich, um zu zeigen, daß die dort errechnete Ersparnis nicht vorhanden ist. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 66.

Der Einfluß der Mauerstärke auf den Wärmeschutz eines Gebäudes. Vom k. k. Oberbaurat Leopold Nowotny. Auf rein rechnungsmäßiger Grundlage wird der Einfluß der Mauerstärke auf den Wärmeschutz des Gebäudes untersucht. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 30.

Maschinelle Baustelleneinrichtungen. Von Ing. Eugen Pilz, Wien. Verfasser tritt für den Ersatz der Handarbeit durch Maschinenkraft bei den Bauarbeiten ein und beschreibt eine ganze Anzahl besonders amerikanischer Maschinen für die verschiedensten Bauarbeiten. Mit Abb. Beton u. Eisen 1915. Heft 12/13.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Beitrag zur Berechnung der Rahmenträger von Dr.-Ing. Otto Mohr, Geheimer Rat und Professor. Mit 22 Abbildungen. Berlin 1915. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn.

Heute in einer Zeit, wo Deutschland durch seine Feinde von aller Welt nicht nur geographisch abgeschnitten, sondern auch in den Leistungen seiner Kunst und Wissenschaft abgegrenzt werden möchte, kommen uns Deutschen, die wir so gern das Fremde mehr lieben, als das Eigene, unsere eigenen Schätze erst recht zum Bewußtsein. Insbesondere gilt dies auch auf dem Gebiete unserer technischen Wissenschaften. So groß das Verdienst Maxwells, Cremonas oder Castiglianos um die Ent-

wicklung der Statik sein möge, überall im Auslande, wo technische Wissenschaft gepflegt wird, namentlich auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika weiß man auch die grundlegenden Leistungen deutscher Forscher, vor allem die unseres Altmeisters Otto Mohr zu schätzen.

Seit 1860, also seit nunmehr 55 Jahren hat Otto Mohr auf dem Gebiete der technischen Mechanik und Statik grundlegend und bahnbrechend gewirkt, also in einer Spanne Zeit, wie sie wohl selten einem Sterblichen vergönnt ist. Oft sind seine Gedanken später Ausländern zugeschrieben worden, so z. B. die bekannte Clapeyronsche Gleichung, die Beziehung zwischen drei Stützenmomenten eines durchlaufenden Trägers, die für den Fall gleicher Höhenlage der Stützen Bertot in den Comptes rendus de la Société des Ingénieurs civils 1855, pag. 278 veröffent-

licht hat und 1857 Clapeyron daselbst in der gleichen Form wiedergab, während sie in der heute allgemein üblichen Form unter Berücksichtigung der Höhenlage der Stützen zuerst von Mohr 1860 angegeben, in Deutschland aber stets und heute noch als Clapeyronsche Gleichung bezeichnet worden ist. Gerade jetzt ist es an der Zeit, mit dieser ungerechten Bevorzugung des Ausländischen aufzuräumen und auch unseren deutschen Meistern das zu geben, was ihnen gebührt.

In diesem Zeitraume von fünfeinhalb Jahrzehnten hat Otto Mohr einen ungeheuren Gedankenreichtum „der technischen Welt beschert“*), eine Fülle von Gedanken, wie z. B. die zeichnerische Darstellung der elastischen Linie, von der Wilh. Ritter sagt, „daß wohl selten ein so einfacher Gedanke so reiche Früchte getragen habe“. Ein Blick auf die zweite neubearbeitete und erweiterte Auflage von Otto Mohrs „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik“ (Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1914) gibt ein Bild des Lebenswerkes dieses deutschen Forschers, das in keiner technischen Bücherei fehlen sollte. Schlicht und einfach wie in seinem Wesen, so auch in seinem Denken ist Mohr stets seine eigenen Wege gegangen ohne Rücksicht auf die Zustimmung und auf die Anerkennung der Mitwelt. Viele seiner Gedanken werden erst nach ihm recht gewürdigt und ausgebaut werden.

Die jüngsten Arbeiten von Mohr in den vergangenen Jahren galten der Anwendung der Drehungs- und Dehnungsgewichte. Auch die vorliegende: „Beitrag zur Berechnung von Rahmenträgern“, ein Sonderabdruck aus dem Zentralblatt der Bauverwaltung, gibt eine Anwendung dieser Lehre auf ein wichtiges neuzeitliches Gebiet, nämlich das des Rahmens.

Während sonst immer neben dem Moment Z die statisch unbestimmten Größen X und Y in den Schwerpunkt der elastischen Gewichte gelegt werden, hat Mohr den naheliegenden und einfachen Gedanken diese drei Größen Z_1, Z_2, Z_3 als statisch unbestimmbare Kräfte in den Stabachsen des Rahmens selbst anzubringen. Durch Einführung der Drehungsgewichte und der Eckgewichte können dann in einfachster Weise nach den Regeln der Statik Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden. Dadurch, daß man jeweils die Achse, in Bezug auf welche die Momentengleichung gebildet wird, beliebig wählen kann, ist man imstande, ein sehr einfaches Ergebnis in der Form von 3 linearen Gleichungen mit je einer Unbekannten Z zu erhalten. Auch können die statisch unbestimmbaren Größen auf zeichnerischem Wege leicht gefunden werden, sobald man die Schwerpunkte der Eckgewichte ermittelt hat.

Die große Bedeutung der Arbeit liegt nicht nur in der Erkenntnis neuer eigenartiger geometrisch-statischer Beziehungen, sondern hauptsächlich auch darin, daß hiermit die Grundlage zu einer einfachen rechnerischen Bestimmung der statisch unbestimmbaren Größen für den allgemeinen Fall des unsymmetrischen Rahmens gegeben ist.

Für den Fortgeschrittenen bietet die neueste Arbeit Mohrs eine Fülle von Anregungen und neuen Gedanken, die zweifellos noch reiche Früchte bringen werden.

Prof. Dr.-Ing. W. Gehler.

Dr.-Ing. K. Zimmermann, Königl. Regierungsbaumeister. Die Rammwirkung im Erdreich, Versuche auf neuer Grundlage. 8°. 96 S. Text, 46 Abb. Berlin 1915, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6 M.

Der Verfasser stellt seiner Arbeit eine sehr schätzenswerte Literaturübersicht betreffend die Theorie der Pfahlgründung und eine Zusammenstellung der bekanntesten Rammformeln voran. Als Zweck seiner Untersuchungen

*) Siehe W. Ritter, Anwendungen der graphischen Statik, III, Zürich, 1900, S. V.

nennt Verfasser die versuchsmäßige Feststellung, in welcher Weise ein Pfahl während des Rammvorgangs auf das umgebende Erdreich einwirkt, welche zahlenmäßigen Beziehungen sich hierbei ergeben und welche Erscheinungen bei Änderung der Verhältnisse, insbesondere der Pfahlform, eintreten. Die Versuche sind mittels sinnreich und zweckmäßig angeordneter Modellvorrichtungen in sorgfältigster Weise durchgeführt worden. Das Erdmaterial ist feiner, toniger Sand, der in eine Kiste eingestampft wurde, auf der eine kleine Pfahlramme errichtet war. Die buchenen Versuchspfähle haben zylindrische und quadratisch-prismatische Form sowie die des vierseitigen Pyramidenstumpfes und des Kegelstumpfes. Die Pfahlspitzen sind ebenfalls verschieden, entweder fehlen sie oder sie haben Längen von 1—1,5—2 und mehr als 2fachem Pfahldurchmesser. Die Pfahllängen liegen zwischen 1000 und 1200 mm, die Querschnittsabmessungen zwischen 30 und 100 mm; insgesamt wurden 38 Pfähle gerammt. Um die Vorgänge beim Eindringen der Pfähle in das Erdreich wahrnehmbar zu machen, bedient sich Verfasser sogen. Gleitlinien, das sind wagerechte, farbige, durch dünne Kreideschichten erzeugte Linien im Erdreich und sogen. Merklinen, die wagerecht und strahlenförmig nach unten verlaufen und als Hohlräume durch Einstoßen und Wiederziehen von Röhren hergestellt wurden. Der Erdverdichtungsgrad wurde durch Wägung von innerhalb und außerhalb der Verdichtungszone ausgestoßenen Erdzylindern ermittelt (Gewichtskurven). Die dynamische Rammwirkung wurde durch Kurven dargestellt, indem die Ramm Schlagzahlen als Abszissen, die entsprechenden Einsenkungen als Ordinaten aufgetragen wurden. Zum Zwecke der erstrebten Beantwortung der Fragen 1. nach der Tragfähigkeit der Pfahlarten in ihren Beziehungen zu den gegebenen Größen, zur Eindringungstiefe und Schlagzahl sowie 2. nach der wirtschaftlichsten Pfahlform (d. h. dem billigsten Pfahl bei größter Tragfähigkeit und kleinster Rammarbeit) sind überdies noch zahlreiche Belastungsversuche aufs sorgfältigste durchgeführt worden.

Durch diese Angaben ist der Weg gekennzeichnet, den der Verfasser zur Lösung seiner Aufgabe eingeschlagen hat. An dieser Stelle summarisch oder spezifiziert auf die Ergebnisse der Versuche einzugehen, ist untunlich, da die Arbeit an Hand aller Einzelheiten studiert und bewertet sein will und ihr eingehendes Studium nicht erspart werden kann, vielmehr jedem, der an der wissenschaftlichen Behandlung und Lösung der Frage der Pfahlrammung interessiert ist, aufs angelegentlichste empfohlen werden muß; denn zweifellos ist der Zimmermannsche Beitrag an sich sehr bedeutungsvoll — teilweise bereits für die Praxis; er zeigt vor allem eine durchaus beachtenswerte Richtung für die Weiterarbeit, durch welche in erster Linie festzustellen wäre, bis zu welchem Grade sich Modellversuche mit den Verhältnissen der Wirklichkeit in Deckung bringen lassen.

Dr. H. Nitzsche.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Dr.-Ing. Probst, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, hat einen Ruf als ordentlicher Professor an die Technische Hochschule in Karlsruhe erhalten und angenommen.

Das Lehrgebiet der neugeschaffenen Professur umfaßt den gesamten Eisenbetonbau für Ingenieure und Architekten und Baustatik für Architekten.

Da Prof. Dr. Probst seit Kriegsbeginn als Kriegsfreiwilliger bei einem Festungsingenieur-Stab Dienst tut, wird er im Einverständnis mit der Hochschulbehörde seine Tätigkeit erst nach Kriegsende aufnehmen. Vor Kurzem wurde Prof. P. zum Leutnant bei den preuß. Landwehrpionieren ernannt.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.